

DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPPEL-DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 3 — März 1960 A 6449 E

M·A·N

132



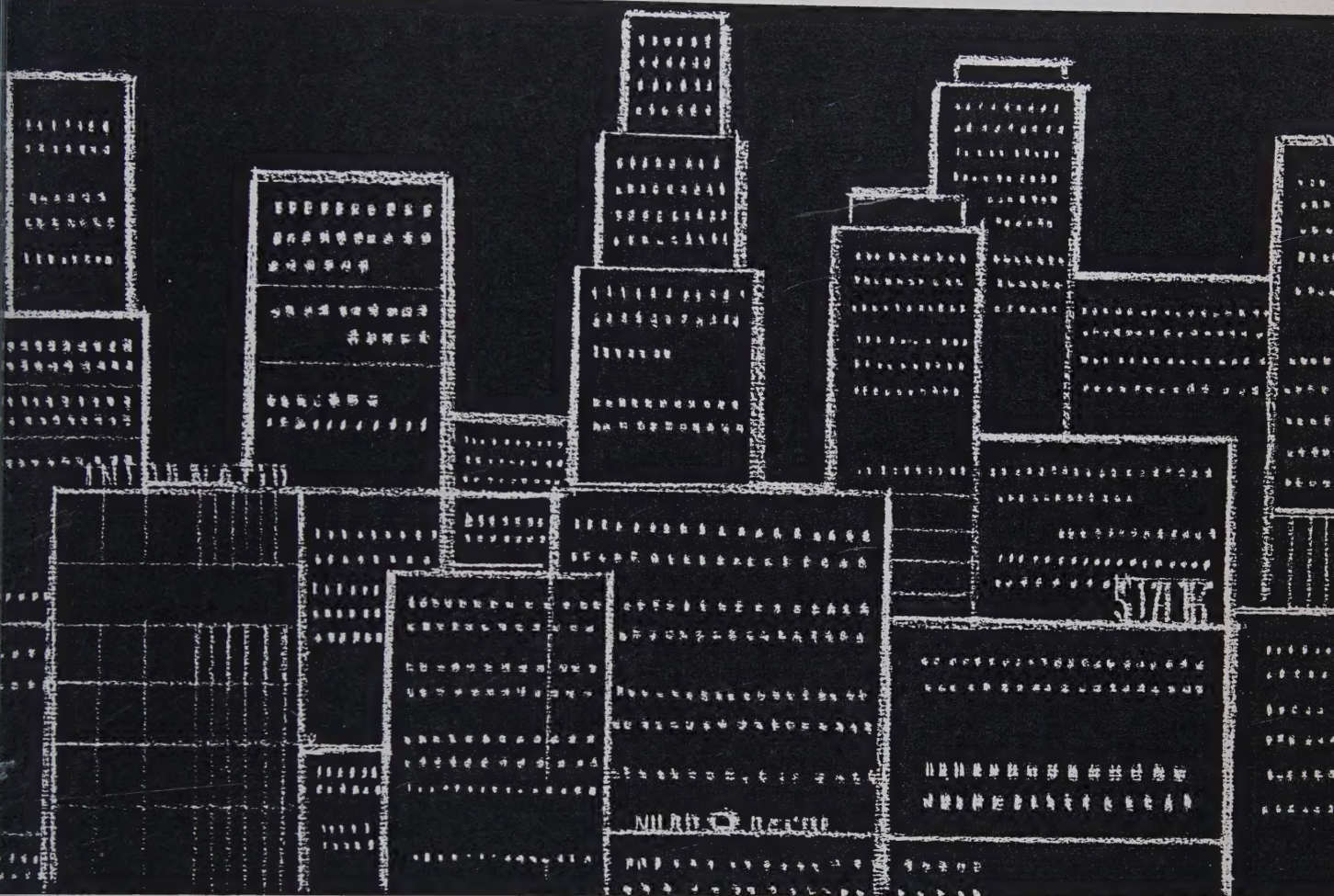
DOPPELKLAPPBÜCKE REIHERSTIEG BEI HAMBURG-
HARBURG, SYSTEM SCHERZER MIT UNTER DER FAHR-
BAHN ANGEORDNETEM GEGENGEWICHT UND
UNTER DER MITTE BEFINDLICHEM KURBELANTRIEB

BEWEGLICHE BRÜCKEN

SCHLEUSEN- UND WEHRANLAGEN
DOCK- UND SPERRTORE · SCHIFFS-
HEBEWERKE · SCHIFFSAUFSCHELLEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

Agil



Eierköpfe - Headeggs wörtlich übersetzt - nennen die Amerikaner anerkennend-spöttisch ihre Forscher und Wissenschaftler, die Garanten des technischen Fortschritts. Unsere »Headeggs«, die Ingenieure und Chemiker, die Metallurgen und Röntgenologen aus dem Agil-Laboratorium und -Prüffeld, finden die Bestätigung ihrer Arbeit im unmittelbaren Kontakt mit Verbrauchern und Interessenten, denen sie über die laufenden Entwicklungsaufgaben hinaus mit unseren schweißtechnischen Spezialeinrichtungen gern behilflich sind.

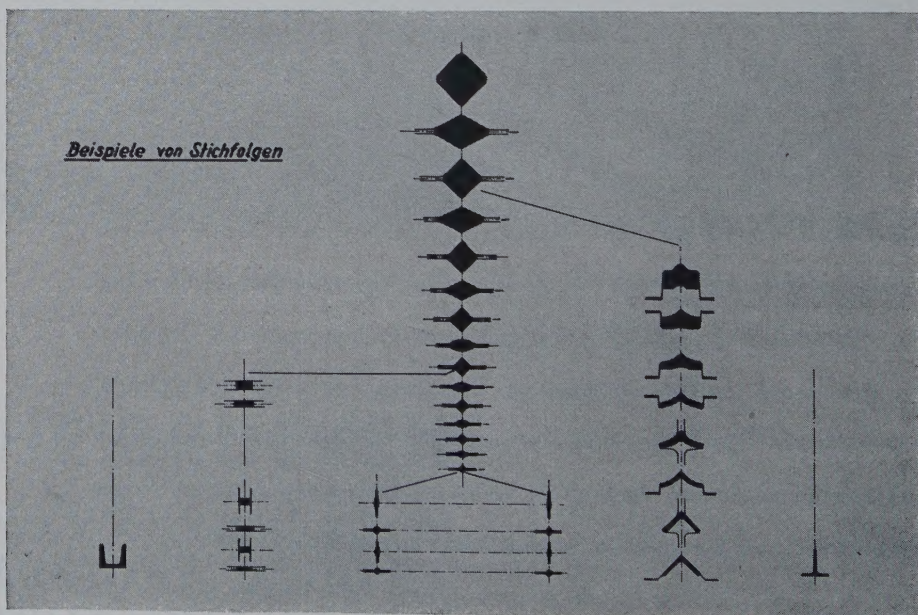
Fragen und Probleme, die
nur schriftlich
 beantwortet werden sollen, richten
 Sie bitte an den
 AGIL-INFORMATIONSDIENST;
 wünschen Sie – ebenfalls unverbindlich! –
 einen Ingenieur-Besuch, so wenden
 Sie sich an den
 AGIL-KUNDENDIENST
 der



Geringe Querschnittsminderung

des Walzgutes, und zwar je Stich, wird durch die große Anzahl von Walzgerüsten unserer neuen kontinuierlichen Feineisenstraße ermöglicht. Die Walzstäbe werden also nur sehr allmählich in das gewünschte Endprofil umgeformt.

Der Vorteil für unsere Abnehmer:
Das Ergebnis dieser Walzung ist eine hohe Walzgenauigkeit im Endprofil.



HOESCH AG WESTFALENHÜTTE DORTMUND

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

29. Jahrgang

BERLIN, März 1960

Heft 3

Die Baukonstruktion des Mannesmann-Hochhauses in Düsseldorf

Von Dipl.-Ing. Georg Lewenton, Duisburg, und Dipl.-Ing. Karl Heinz Schaefer, Düsseldorf.

DK 624.9

1. Allgemeine Beschreibung, Wettbewerb und Vorarbeiten

Das neue Hochhaus der Mannesmann Aktiengesellschaft am Rheinufer in Düsseldorf, errichtet in den Jahren 1955—1958, stellt ein in verschiedenster Hinsicht bemerkenswertes Bauwerk dar, das in einer umfassenden Architekturveröffentlichung gewürdigt werden wird. Im vorliegenden Bericht ist im wesentlichen die Baukonstruktion, insbesondere die Stahlbauseite, beschrieben.

Das Hochhaus, das als reines Bürogebäude angelegt ist, befindet sich in einer Baulücke von ca. 50 m Breite zwischen dem alten 5geschossigen Stammhaus der Gesellschaft (Architekt Peter Behrens †) und dem Landeshaus. Es ist 88,55 m hoch, 15,20 m breit und 36,80 m lang. Die westliche Schmalseite des Hochhauses ist dem Rhein zugekehrt, und es erstreckt sich in seiner Längsrichtung von Ost nach West, wobei die Vorfahrt und die Eingangsfront an der dem Durchgangsverkehr der Rheinuferstraße abgewandten östlichen Schmalseite an der Berger Allee, deren Bürgersteig überbaut ist, liegen (Bild 1).

Das Gebäude besteht aus Erdgeschoß, Zwischengeschoß, 22 Büroetagen und einem zurückspringenden Kopfgeschoß.

Das Erdgeschoß umfaßt die Eingangshalle mit Garderoben, Telefonzellen, WC's und Aufenthaltsräumen für die Pfortner. Das Zwischengeschoß ist galerieartig angelegt und dient Ausstellungszwecken. An diesem Geschoß ist mittels einer Brücke ein Übergang zum Altbau angeschlossen. Die 22 Büroetagen sind in ihrem Aufbau nahezu gleichartig ausgebildet. Die normale Geschoßhöhe beträgt 3,40 m bei einer lichten Höhe von 2,85 m. Sie enthalten, dem Bedarf entsprechend eingeteilt, Büroräume von 2 Fensterachsen (Kleinstraum mit 6 Rasterquadraten von $1,80 \times 1,80$ m) bis zu 8 Fensterachsen (Großraum mit 32 Rasterquadraten von $1,80 \times 1,80$ m).

Die Büroräume sind nach Osten, Süden und Westen angeordnet, während im Norden die Nebenräume (Garderoben und WC's) liegen. In der Mitte des Gebäudes befindet sich der Kern mit dem Aufzugsvorraum, den 4 Schnellaufzügen, 2 Treppenhäusern und 2 Technikräumen (Bild 2).

In der 21. und 22. Etage liegen größere Sitzungszimmer, Vortragsräume und ein kleines Casino. Das zurückspringende Dachgeschoß nimmt die Maschinensätze der Aufzugsanlage mit der elektronischen

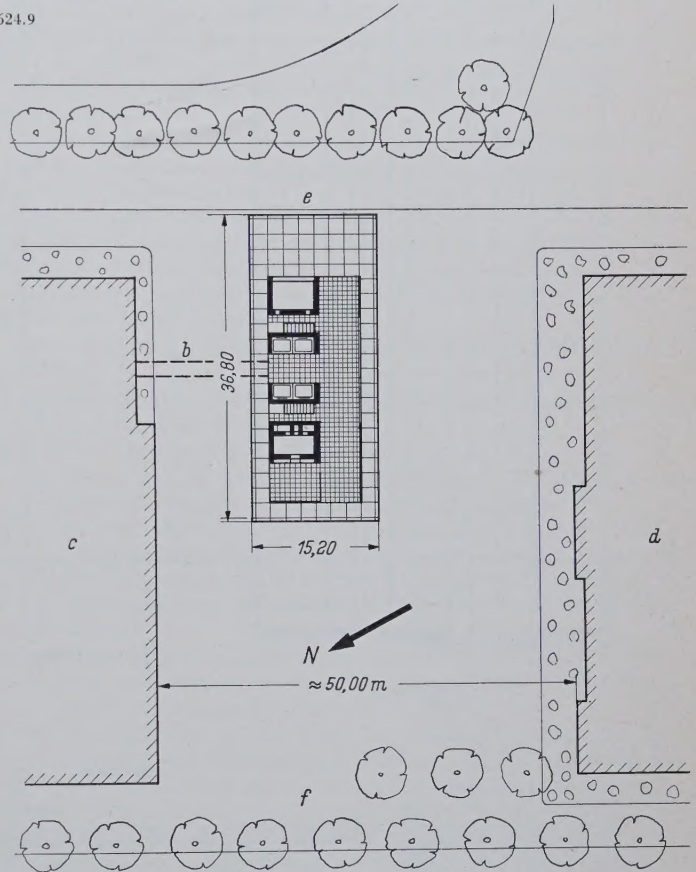


Bild 1. Lageplan

- a) Erdgeschoßgrundriß des Hochhauses
- b) Verbindungsbrücke
- c) Vorhandenes Verwaltungsgebäude der Mannesmann A.G.
- d) Landeshaus
- e) Berger Allee
- f) Rheinuferstraße

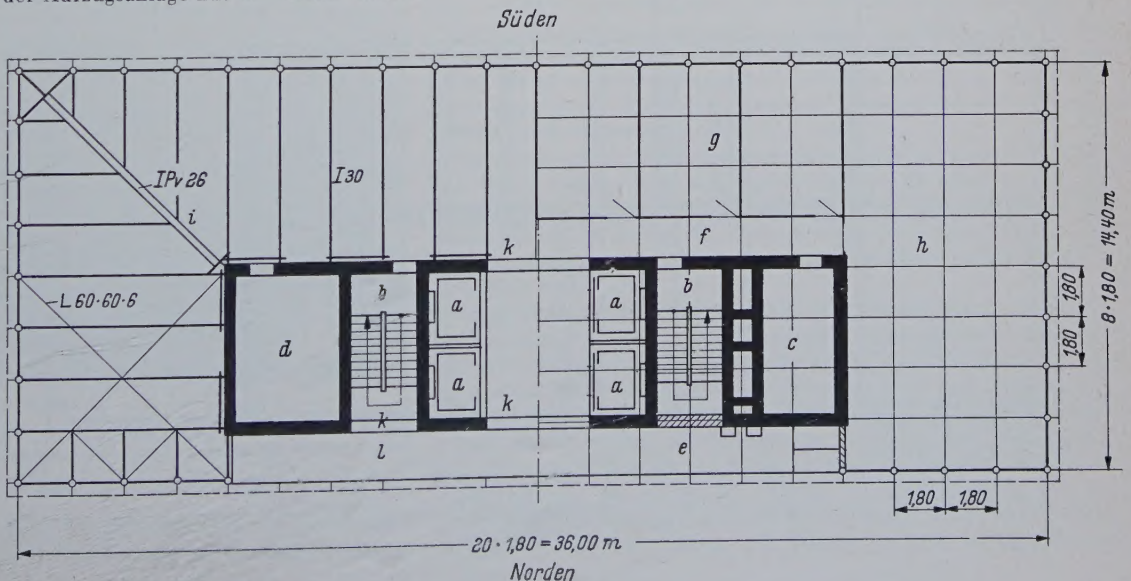
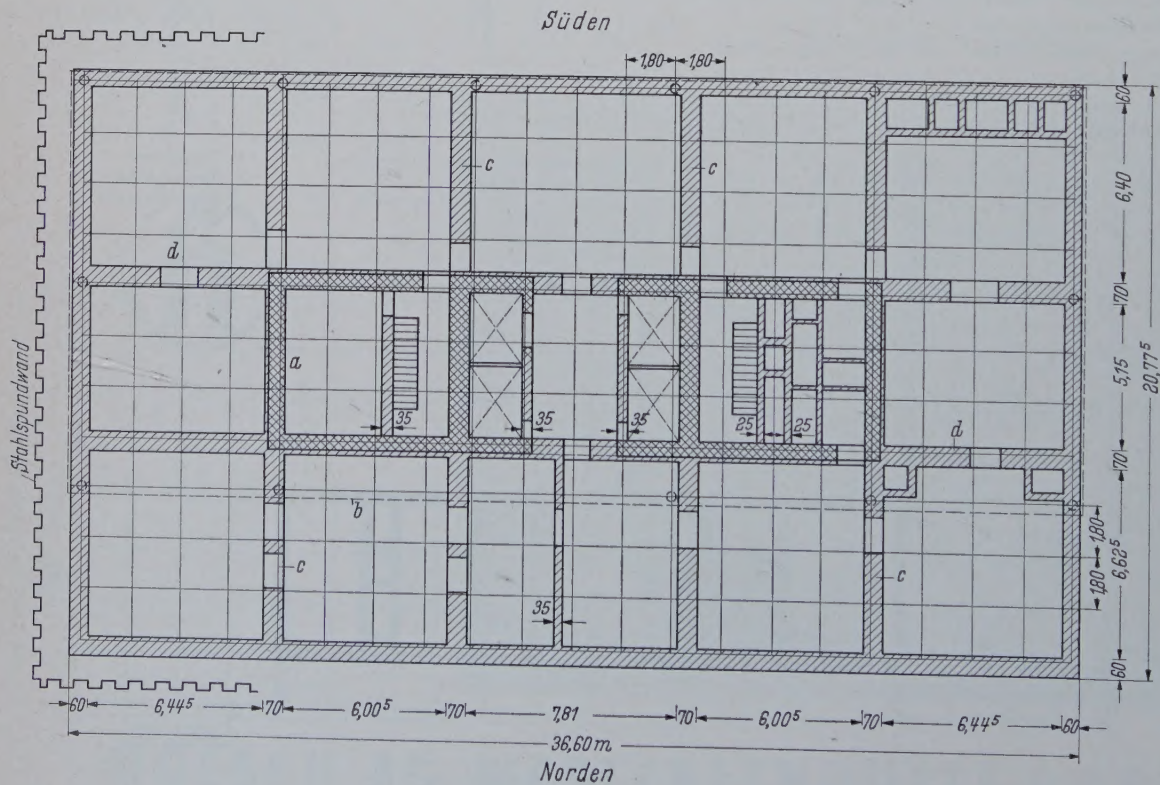
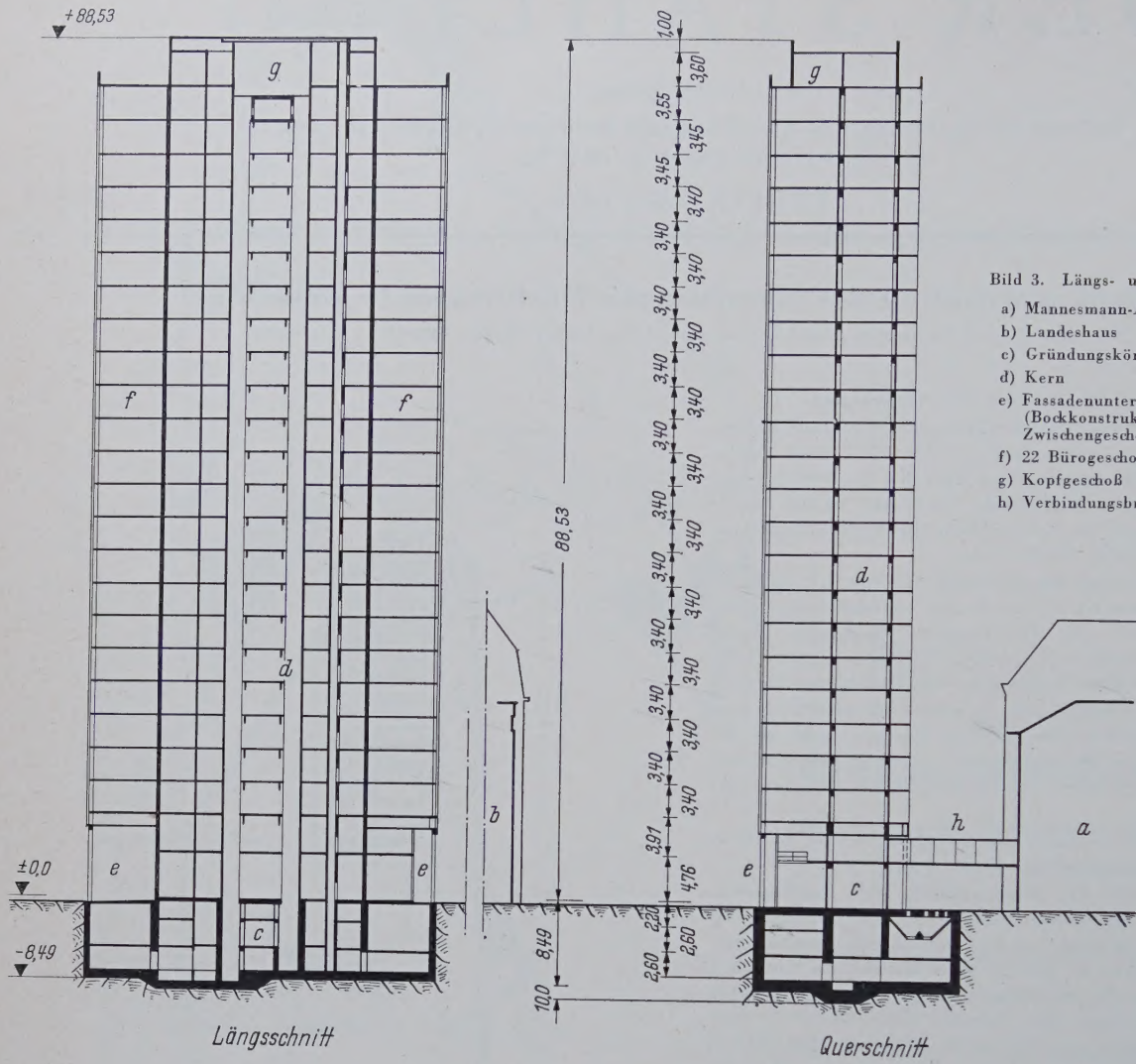


Bild 2. Normalgeschoß

- a) 4 Schnellaufzüge
- b) 2 Treppenhäuser
- c) Westtechnik
- d) Osttechnik
- e) Garderoben und sanitäre Räume
- f) Flur
- g) Kleinstbüro (2 Achsmaße)
- h) Großbüro (8 Achsmaße)
- i) Trägerlage
- k) Stahlbetonunterzug
- l) Kragplatte



euerung auf; ferner sind hier Garagen für zwei Fensterputzwagen eingebaut. Auf der Plattform des Kopfgeschosses befindet sich eine Aussichtsterrasse (Bild 3).

Der Gründungskörper mit den Abmessungen $36,60 \times 20,78 \times 25$ m nimmt in 3 Geschossen die Vielzahl der für die Funktion des Hochhauses notwendigen technischen Einrichtungen auf. So befinden sich in den Kellergeschossen: Heizung, Kälte- und Wasseraufbereitungsanlage, Niederspannungszentrale und Schaltwarte für die elektrische Steuerung der gesamten Energieversorgung (Bild 4).

Die Höhe des Gebäudes erfordert darüber hinaus eigene Druckhöhungsanlagen für Frischwasser und für das Wasser der Heizung und Klimaanlage. Im obersten Kellergeschoß (Rohrkeller) findet eine horizontale Verteilung aller Versorgungsleitungen von den Aggregaten bis zu den Steigeschächten in den Technikräumen Ost und West statt.

In den Osttechnikräumen wird die gesamte Einspeisung (Heizung der Kühlung) der Klimaanlage hochgeführt, die dezentralisiert — alle 4 Geschosse ein Klimagerät — bei festverglasten Fensterheiben das Gebäude mit gereinigter und temperierter Frischluft versorgt.

In der Westtechnik befindet sich der zweizügige Kamin mit einem besonderen Abluftschacht für den Heizungskeller, ein Papierabwurfschacht, die Starkstrom- und Telefonleitungen sowie die Rohrpostanlage und die Feuerlöschleitungen. Die Treppenhäuser und nach den „Richtlinien für die bauaufsichtliche Behandlung von Hochhäusern“ alle 4 Geschosse in rauchdichte Abschnitte unterteilt und mit Rauchabzugsvorrichtungen versehen.

Das Hochhaus in dieser Anordnung ging als Ergebnis aus einem Ideenwettbewerb hervor, der unter 6 ausgewählten Architekten durch die Mannesmann Aktiengesellschaft veranstaltet worden war. Hierbei mußte insbesondere der schwierigen städtebaulichen Situation und den beengten Grundstücksverhältnissen Rechnung getragen werden.

Von den Gutachtern Professor Paul Bonatz, Stuttgart, Professor Friedrich Tamms, Düsseldorf, und Staatssekretär a. D. Dr. Konrad Rühl, Düsseldorf, wurde der Entwurf des Düsseldorfer Architekten Dipl.-Ing. Paul Schneider-Esleben zur Ausführung empfohlen.

Mit der Planung und Ausarbeitung des Projektes wurden die Architekten Dipl.-Ing. Paul Schneider-Esleben und Dr.-Ing. Herbert Knothe in Zusammenarbeit mit der Bauabteilung der Mannesmann Aktiengesellschaft beauftragt (Bild 5).

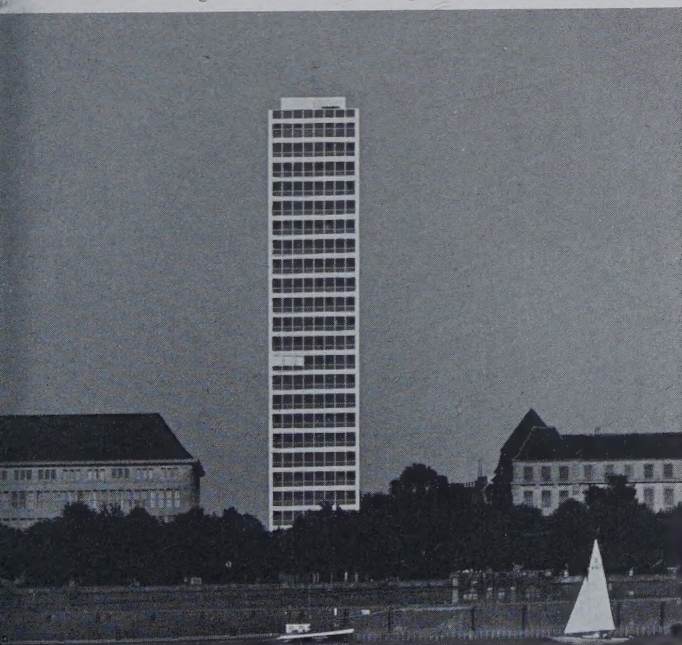


Bild 5. Ansicht des Hochhauses von der Rheinseite
(Foto Inge Goertz-Bauer, Düsseldorf)

Die Durchführung von Konstruktion und Statik des Bauwerkes wurde dem Beratenden Ingenieur Dipl.-Ing. Georg Lewenton, Duisburg, übertragen.

Als Berater des Bauherrn in baukünstlerischen Fragen wurde Professor Egon Eiermann, Karlsruhe, in baukonstruktiven

Fragen Professor Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, hinzugezogen.

2. Statischer und konstruktiver Aufbau des Hochhauses

Um einen im Keller eingespannten durch Wände weitgehend geschlossenen Treppenhaus- und Technikbaukörper (Kern) mit länglich rechteckiger Grundrißform gliedert sich eine aus Decken und in der Nähe der Fassade liegenden Deckenstützen gebildete Skelettkonstruktion, die in der rechteckigen Grundrißform des Hochhauses den Kern dreiseitig umschließt (Bild 2 und 3). Der Normalgrundriß zeigt die gewählte Ausführung. Die Kernkonstruktion ist als Massivbau gestaltet. Sie besteht aus 2 biegesteif durch Riegel in allen Geschossen verbundenen Türmen, die grundsätzlich gleichartig jedoch mit Rücksicht auf ihre verschiedenen Funktionen in Einzelheiten unterschiedlich gestaltet sind. Im wesentlichen heben sich 2 Querschnittsformen innerhalb jeden Turmes heraus, an den Enden (Giebeln) ein geschlossener Hohlkasten durch eine Wand auf der Südseite verbunden mit einem nach der Bauwerksmittellachse offenen U-förmigen Profil.

Diese Kernkonstruktion dient zur Aufnahme aller horizontalen Lasten, also in erster Linie der Windbelastung quer und längs zum Gebäude. Die Windlasten wurden entsprechend DIN 1055 Bl. 4 in Ansatz gebracht, wobei zusätzlich auch noch antimetrische Lastfälle auf die Gebäudehälften berücksichtigt wurden. Die vertikalen Lasten der Decken werden durch die Fassadenstützen außen und im Innern des Gebäudes durch den Kern auf den Gründungskörper (3geschossiger Keller) übertragen.

Für die konstruktive Ausbildung des Kerns standen 3 Bauweisen zur Wahl:

1. reine Stahlkonstruktion als Fachwerkturm mit nachträglicher Ausbildung von Massivwänden,
2. eine Stahl-Stahlbetonverbundkonstruktion, bei welcher zunächst nur ein leichter ausgefachter Stahlurm zu errichten gewesen wäre zum Anschluß der Stahlkonstruktion des Skelettbauwerks. Mit dem Baufortschritt würde dann der Stahlurm nach Zulegen der notwendigen Bewehrungen und nach dem Betonieren der Wände sich in einen massiv ausgeführten Stahlbetonturm mit teilweiser Profildbewehrung verwandelt haben.
3. reine Stahlbetonkonstruktion des Kerns (Variante hierzu: nicht ausgeführter Vorschlag der Firma Hochtief A.G., Essen, mit Teilvorspannung im unteren Bereich).

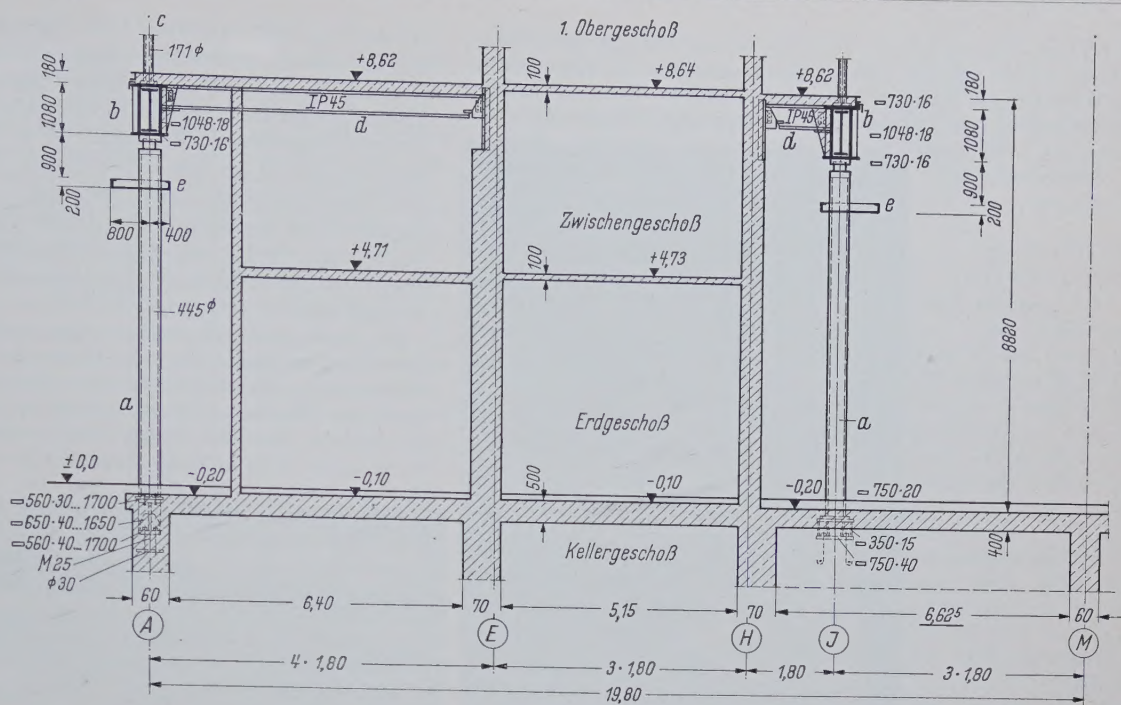
Die Tatsache, daß für den Kern auf Grund der „Grundsätze für die Errichtung von Hochhäusern“, Punkt 5 (RdErl. des Ministers für Wiederaufbau vom 30. 12. 1954 „Tragende Bauteile, wie z. B. Wände, Stützen, Decken und Treppen müssen feuerbeständig sein“) massive Wände vorhanden sein müssen, und der Mehraufwand an Stahlkonstruktion nach Vorschlag 1 ca. 500 t und nach Vorschlag 2 ca. 180 t betragen hätte, wurde für die Ausführung des Kerns eine schlaff bewehrte Stahlbetonkonstruktion im unteren Teil aus B 300 bis einschließlich 3. Obergeschoß, darüber in B 225, gewählt. Hierbei erwies es sich als zweckmäßig, den Deckenstreifen von 1,80 m Breite an der Nordseite des Kerns vom 1. bis zum 22. Obergeschoß als Stahlbetonkragplatte auszuführen (Bild 3). Durch Fortfall der Fassadenstützen im Kernbereich an der Nordseite konnte hier auf diese Weise wertvoller Raum (ca. 0,20 m in der Tiefe) zur Unterbringung der an dieser Seite gelegenen Garderoben und sanitären Räume gewonnen werden (Bild 2).

Die eigentliche Bürohaus-Skelettkonstruktion liegt außerhalb des Kerns und erstreckt sich östlich und westlich zwischen den Abschlußwänden über 4 Raster zu $1,80 = 7,20$ m. In südlicher Richtung sind ebenfalls 4 Raster $= 7,20$ m zwischen Kern und Fassade vorhanden. Auf der Nordseite befindet sich im Kernbereich die schon erwähnte Kragplatte.

Nach verschiedenen Versuchen in den Vorprojekten, durch eine großräumige Gliederung mit Deckenhauptunterzügen und Hauptstützen diesen 4 Rastern entsprechend die Konstruktion zu gestalten, wobei dann die Hauptlasten innen am Kern und außen in der Fassade durch Hauptstützen in Abständen von 7,20 m vertikal abgetragen worden wären, eine Gliederung, wie sie bei dem durchgeführten Bau noch in den Stützen des Erd- und Zwischengeschosses (Bockkonstruktion) zu sehen ist, wurde — hauptsächlich aus gestalterischen Erwägungen und mit Rücksicht auf einen durch Stützen unbehinderten Innenausbau der Räume — eine feingegliederte

Bild 7. Bockkonstruktion

- a) Hauptstützen
- b) Kastenträger
- c) Fassadenstütze
- d) Deckenunterzüge
- e) Aluminiumrinne



Hochhausbau sehr geeignet hätte, insbesondere hinsichtlich der Vermeidung von Ortbeton für die Decken. Die Durchführung dieser Absicht war jedoch wegen der zur Zeit der Planung noch nicht ausgesprochenen behördlichen Zulassung dieser Konstruktion praktisch nicht möglich. Eine Besonderheit stellt noch die Ausführung des Trägerdeckenfeldes in der Südost- und Südwestecke mit 4 Rastern in jeder Richtung dar. Um eine möglichst gleichmäßige Belastung der Stützen zu erreichen, wurde zunächst eine trägerrostartige Konstruktion ins Auge gefaßt. Endgültig wurde dann ein diagonal der Gehrungslinie gelegener Unterzug an der Ecke vorgesehen. Weiter wurden Diagonalerbände zwischen den Trägern angeordnet, um auch im Montagezustand eine unverschiebliche Hebe zu erhalten (Bild 2).

Unterhalb der Normalgeschosse läuft ein abgehängender 1,08 m hoher geschweißter Kastenträger als Unterzug an den seitlichen Begrenzungen des Hauptgebäudes entlang. Er wird aufgelagert in den Giebelwänden auf je 3 Stützen, auf der Nordseite und Südseite durch zusätzlich je 4 Stützen. Es sind also insgesamt 10 Stützen vorhanden, die als Stahlrohrstützen 445 mm ausgebildet sind, von denen die beiden in der Mitte der Nordfassade gelegenen nur ganz geringe Lasten erhalten, weil hier die Tragplatten der Obergeschosse die Lasten auf die Kernkonstruktion ableiten. Diese beiden Stützen wurden deshalb zwar äußerlich mit demselben Durchmesser, jedoch nur mit einer geringen Wanddicke ausgeführt und dienen zur Aufnahme von kupfernen Fallrohren, das an der Fassade herunterläuft und sich in einer unterhalb des Abfangträgers liegenden umlaufenden breiten Abfangerinne aus Aluminium sammelt (Bild 7).

Konstruktive Einzelheiten der Stahlkonstruktion

Gegenüber einer üblichen Stahlskelettkonstruktion in Profilbauweise weist die Stahlkonstruktion des Hochhauses einige Besonder-

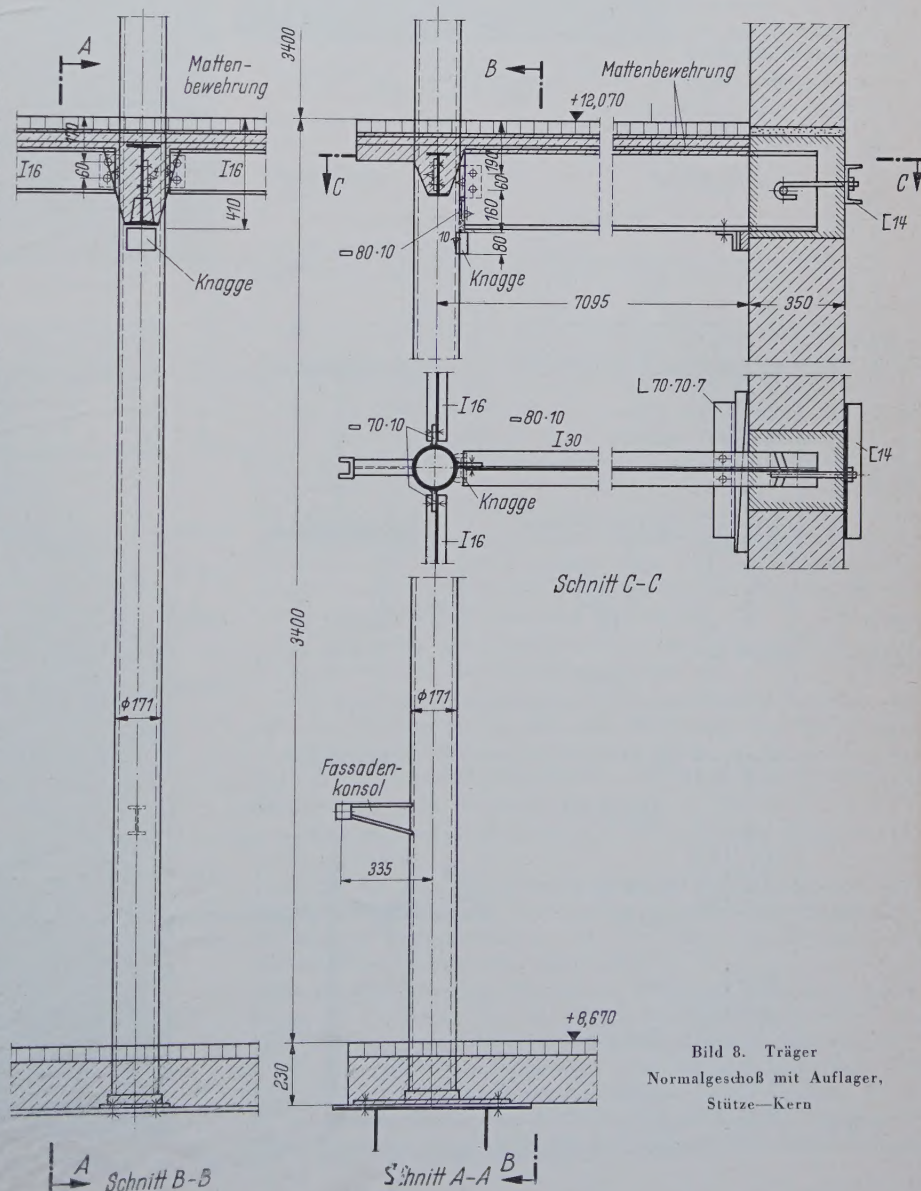


Bild 8. Träger Normalgeschoß mit Auflager, Stütze-Kern

heiten auf. Diese liegen in der Verwendung von nahtlosen Stahlrohren sowohl für die leichten Fassadenstützen als auch für die 14 Hauptstützen der Bockkonstruktion und in der vom üblichen abweichenden Ausbildung der Deckenträgerauflagerung, insbesondere an den Stahlbetonkernwandungen.

3.1 Deckenkonstruktion

Die normalen Deckenträger der Geschosse 1 bis 19 sind I 30, Werkstoff St 37, mit einer theoretischen Spannweite von 7,20 m. Sie sind an jeder Fassadenstütze im Abstand von 1,80 m angeordnet. Den Belastungsannahmen für diese Geschosse liegt eine Nutzlast von 200 kg/m^2 und ein Zuschlag für leichte Trennwände von 125 kg/m^2 zugrunde. Für das Eigengewicht der gesamten Deckenausbildung, bestehend aus Fußbodenbelag, Estrich, einge-

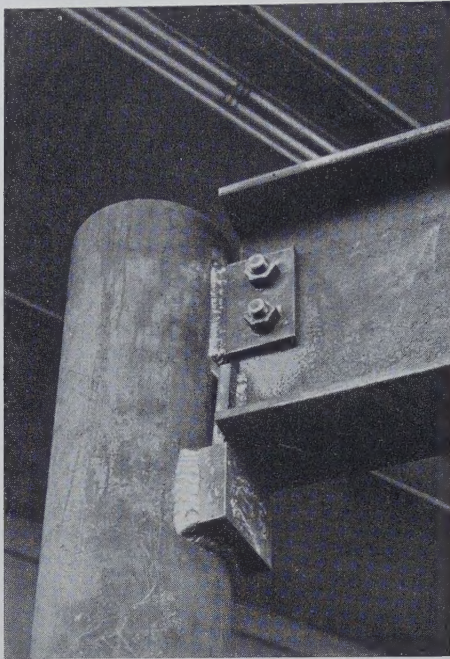


Bild 9. Deckenträgerauflagerung an der Fassadenstütze mit angeschweißter Knappe (Versuchsstück)

steltzte 7 cm dicke Stahlbetondecke, untere Feuerschutzummantelung und Unterdecke, sind 390 kg/m^2 angesetzt. Abweichend hiervon sind in 20.—22. Geschoß größere Nutzlasten bis zu 750 kg/m^2 in Rechnung gestellt zur möglichen Aufnahme von Archivlasten oder Nutzlasten in Versammlungsräumen. Die Decke im 22. Geschoß erhält zum Teil Auflasten aus 20 cm dicken Wänden des oberen Aufbaues (Garage für Fensterputzwagen und Steuerraum für die Aufzüge). Entsprechend den in diesen Decken anfallenden verschiedenen größeren Belastungen werden bei sonst gleichartiger Ausbildung statt I 30 im 20. Geschoß I 34, im 21. Geschoß I 36 und im 22. Geschoß I 38 als Deckenträger verwendet (Bild 8).

Die Auflagerung der Deckenträger an den Stützen geschieht mit Ausnahme der Decke über dem 22. Geschoß jeweils auf einer an den Stützen angeschweißten gehobelten Knappe, auf die sich das vordere Ende des Trägers geschweißte Endschnitt aufsetzt (Bild 9). Gegen Abrutschen wird der Träger durch eine Verschraubung mittels 2 Schrauben M 20 an einem Konsolblech der Stützen gehalten. Diese Art der Auflagerung erfolgte, um eine statisch klar berechenbare Belastung der Stützen zu gewährleisten. Die Exzentrizität der Auflagerkraft der über alle Geschosse durchlaufend ausgeführten Fassadenstützen ist bei der Berechnung der Stützen berücksichtigt. Unkontrollierbare Einspannmomente, die etwa aus einer Setzung des Stahlbetonkerns aus Kriechen gegenüber den Stahlstützen oder auch aus Temperatureinwirkung auf die Fassade eintreten könnten, werden hierdurch ausgeschaltet. Abweichend hiervon erfolgt die Auflagerung der Träger im 22. Geschoß auf dem Kopf der Stütze (Bild 10).

Da hinsichtlich der Einleitung der Auflagerkraft am äußersten Ende des Trägers durch das vor Kopf nur auf halber Höhe angegeschweißte Schottblech und seine bloße Auflagerung auf der an der Stahlrohrstütze angeschweißte Knappe gewisse Bedenken bestanden, wurde, um die Sicherheit der gewählten Auflagerkonstruktion qualitativ zu überprüfen, auf Vorschlag von Herrn Prof. Dr.-Ing. Leonhard ein Versuch im Maßstab 1:1 in der Mannesmann-Forschungsinstitut G.m.b.H., Duisburg, durchgeführt. Ein Trägerstück I 30 wurde hinsichtlich der Auflagerung genau nach der gewählten Ausführung ausgebildet und in derselben Bauart auf Knaggen an Rohren $\phi 171$ gelagert und einem Belastungsversuch unterworfen. Hierbei zeigte sich, daß die nach DIN 1050 zu erwartende Sicherheit gegen Fließen und Bruch vorhanden war und erst nach starker Verformung bei noch höheren Lasten ein Beginn der Zerstörung durch Abreißen der 2 oberen Schrauben eintrat (Gebrauchslast $4,7 \text{ t}$, Eintritt der Zerstörung bei $= 18 \text{ t}$).

Die Auflagerung der Deckenträger am Kern erforderte eingehende Überlegungen, insbesondere, um bereits bei der Montage der Stahlkonstruktion einen kraftschlüssigen Anschluß (Verankerung an der Wand) zu erzielen, da die Konstruktion mit dem Baufortschritt laufend auszurichten war. Die an den Wandungen des Kerns aufzulagernden Träger liegen in besonderen durchgehenden Wandausparungen (Fenster). Sie werden zunächst stahlba-

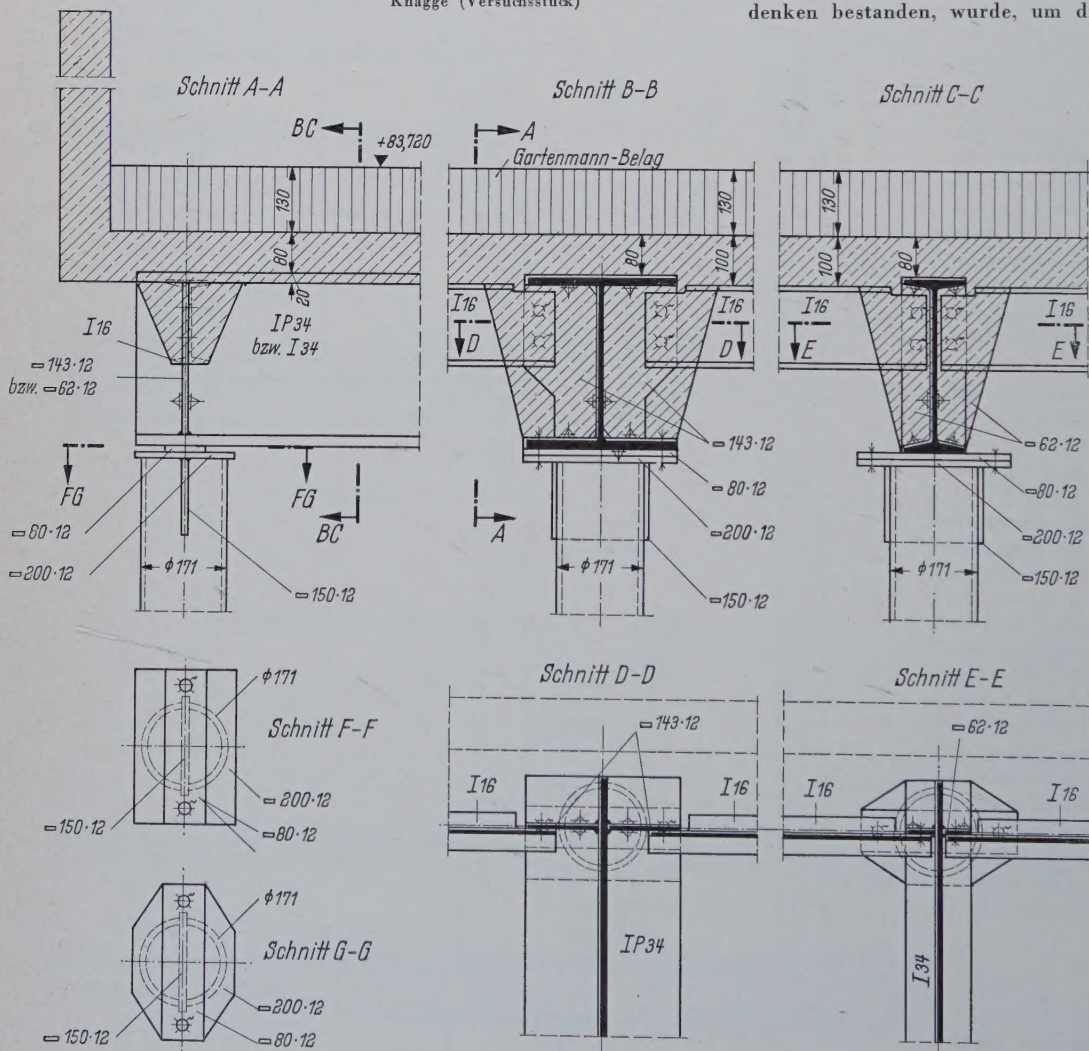


Bild 10. Trägerauflagerung auf der obersten Stütze (22. Obergeschoß)

mäßig unterkeilt und auf die richtige Höhe gelegt und durch Anziehen eines horizontalen Ankers M 20 an einen hinter der Wand liegenden Ankerbarren U 16 angeschlossen, während auf der Vorderseite ein unterhalb des Unterflansches liegender Anschlagwinkel gegen die Wand verkeilt wird. Die Verfüllung des Aussparungsquerschnittes mit Beton erfolgt zusammen mit dem Betonieren der Decke, wobei hier eine Fuge an der Oberkante der Decke freigelassen wurde, die später mit einem Zementmörtel nach Fertigstellung der Decke ausgestopft wurde. Auf diese Weise ist die vorliegende Querschnittsschwächung des Kerns durch die Fenster hinsichtlich der Betondruckspannungen einwandfrei wieder beseitigt. Erwähnt sei, daß in der statischen Berechnung des Kerns allen Verschwächungen durch Öffnungen auf das sorgfältigste Rechnung getragen worden ist. Die vorbeschriebene Auflagerung der Deckenträger in der Kernwand läßt im Gegensatz zur Auflagerung an den Außenstützen eine gewisse Einspannung zu, deren Einfluß untersucht wurde, die jedoch weder für die Deckenträger noch für den Kern bei der Bemessung sich von Bedeutung erwies.



Bild 11. Trägerlage mit Diagonalträger und Fassadenstützen

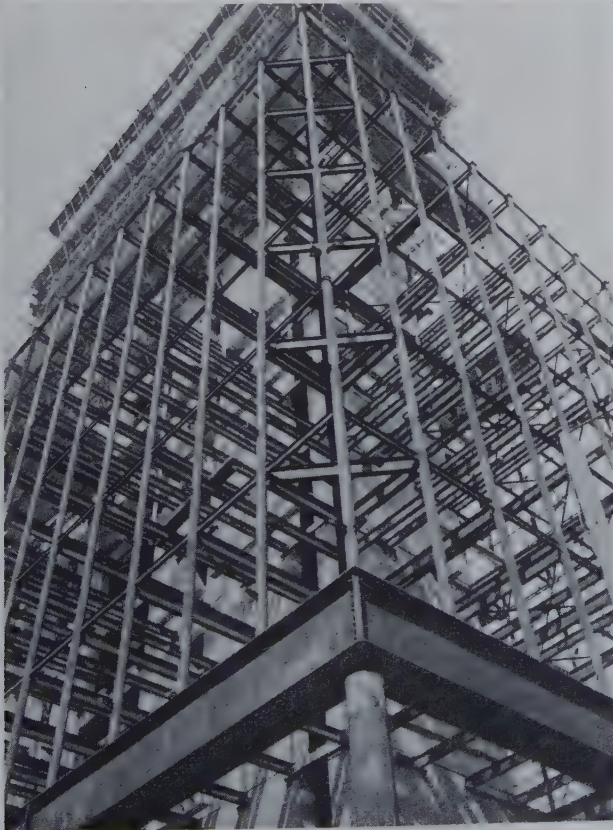


Bild 12. Stützen, Deckenträger und Bockkonstruktion

Die Träger sind sowohl auf der Südseite als auch an den Giebeln auf die Kernwände rechtwinklig zulaufend zwischen die Fassadenstützen und die Kernwandungen gespannt. Eine Besonderheit stellen die beiden Diagonalunterzüge zwischen dem Kern und den Eckstützen auf der Südseite dar (Bild 11).

Jeder Diagonalträger ist durch 2 Querhänger kurz vor der Eckstütze und vor dem Kern abgefangen. Er gibt seine Last nicht auf die Eckstütze, sondern auf die beiden der Eckstütze benachbarten Stützen ab (Bild 12). An der Ecke des Kerns wird die Auflagerkraft des Diagonalträgers auf die beiden benachbarten orthogonalen Träger übertragen.

Zwischen den Stützen sind parallel zur Fassade ein Abstandsträger I 16 angeordnet, über die die Deckenplatte mit einem kurzen Kragarm bis zur eigentlichen Fassade auskragt (Bild 13).

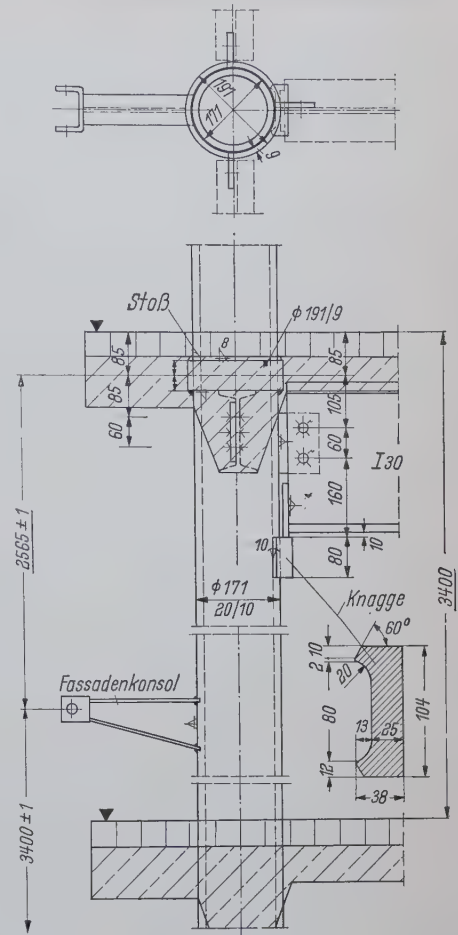


Bild 13. Stützensauflagerung mit Stoß

3.2 Stützenkonstruktion

Die Rohrstützen des 1. bis 22. Geschosses haben alle den gleichen Außendurchmesser von 171 mm bei Wanddicken zwischen 10 bis 22 mm. Sie werden als nahtlose Rohre aus dem Werkstoff St 55, Werksbezeichnung Marwe 134 A, gewalzt. Sie sind alle 2 Geschosse gestoßen, so daß ihre Länge 6,8 m beträgt. Der Stoß befindet sich aus feuerschutztechnischen Gründen direkt oberhalb des Deckenträgeranschlusses innerhalb der Stahlbetondecke. Er ist als Kontaktstoß ausgebildet, wobei die Stützen mittels eines äußeren am Kopf aufgeschweißten Ringes gedoppelt sind. Die obere Stütze wird bei der Montage in die untere gesteckt. Nach Ausrichten der Konstruktion der jeweils 2 montierten Geschosse wird die obere Stütze mittels Rundkehlnaht mit dem Ring verschweißt.

Der Stützenfuß der Fassadenstützen setzt sich auf dem 1,08 m hohen Kastenträger des Zwischengeschosses auf.

Die 7 cm dicke durchlaufende Stahlbetondecke in Ortbeton liegt mit ihrer Oberkante 5 cm über dem Oberflansch der Deckenträger, so daß die untere Bewehrung der Platte direkt auf den Stahlträgern liegt. Trägersteg und Oberflansch sind durch eine Aufstellung aus Stahlbeton feuerbeständig ummantelt.

3.3 Bockkonstruktion im Erd- und Zwischengeschoss

Die beschriebene Skelettkonstruktion der 22 Obergeschosse wird durch eine aus 14 Stützen und 1 umlaufenden Kastenträger gebildete sogenannte Bockkonstruktion des Erd- und Zwischengeschosses unterhalb der Fassade abgefangen (Bild 7).

Diese Hauptstützen im Abstand von 4 Rastern = 7,20 m, die Lasten bis zu 570 t erhalten, sind statisch als Pendelstützen berechnet. Sie sind aus nahtlosen Mannesmannrohren Werkstoff Marwe 134 A (= St 55) mit Außendurchmesser von 445 mm ausgeführt. Die Wanddicken sind je nach den anfallenden Lasten zwischen 18 bis 32 mm gewählt. Das untere Auflager ist hochbaumäßig ohne eigentlichen Kippunkt gestaltet, indem die Fußplatte der Stütze sich auf

eine in der Kellerwand versenkte Fußtraverse absetzt. Die Fußtraversen der 6 Stützen mit großen Lasten ($\max P = 570 \text{ t}$) sind als durch Flachstähle ausgesteifte geschweißte 1700 mm lange Blechträger mit Steg $\square 650 \cdot 40$ und Gurtplatten $\square 465 \cdot 30$ ausgebildet. Die leichteren Fußtraversen bei den übrigen Stützen mit Lasten bis zu 292 t sind entsprechend als geschweißte Träger mit einer Länge von 900 mm aus Blech $\square 340 \cdot 25$ für den Steg und für die Gurte Blech $\square 460 \cdot 20$ vorgesehen. Die direkte Aussteifung unter der Rohrstütze ist durch zylindrische Rohrhalschalen gebildet. Die Fußtraversen sind durch vertikale Ankerschrauben mit der Kellerwandung nach Ausrichten bei der Montage verbunden. Sie werden durch die später betonierten Stahlbetonwandungen gänzlich umhüllt (Bild 14).

Im Gegensatz hierzu ist der obere Auflagerpunkt in brückenbau-mäßiger Weise gestaltet. Auf dem gefrästen Rohrstützenkopf wird ein Stahlfußkörper mit einem Kugelkalottenlager ausgebildet. Der Lagerkörper wie auch das entsprechende Stahlgußoberteil sind im Grundriß kreisförmig dem Stützendurchmesser entsprechend gestaltet und mit der Rohrstütze oder dem Kastenträger verschweißt.

Der geschweißte Kastenträger zur Abfangung der Fassadenstützen ist ein zweiwandiger Blechträger aus St 37 mit einer Bauhöhe von 1,08 m. Er läuft an den Längs- und Giebelseiten kontinuierlich jeweils von Gebäudecke zu Gebäudecke durch. Auf der Südseite ist das Grundprofil, bestehend aus Stegblechen $\square 1048 \cdot 12$ oder 18 und Gurtplatten $\square 730 \cdot 16$, durch innere Verstärkungslamellen $\square 365 \cdot 30$ verstärkt. Die 36 m langen Längsträger wurden ebenso wie die Giebelwandträger in der Werkstatt in einem Stück gefertigt. Hierbei sind 10 Stegblechstöße und 4 Gurtstöße als Stumpfstoße in der Werkstatt mit kalkbasischen Elektroden GHH-Ultra geschweißt (Bild 15).

Unter jeder Fassadenstütze befindet sich eine Aussteifung mittels eines 20 mm dicken Schottbleches und 2 Stützwinkel $130 \cdot 130 \cdot 14$. Die Aussteifungsschotte über den unteren Hauptstützen bestehen in einer Kreuzkonstruktion aus 60 mm dicken Blechen, wobei das Hauptschott die Stegbleche unterbricht.

Von den Auflagerpunkten des Kastenträgers ausgehend, sind Deckenunterzüge IP 45 zum Kern hin gespannt. Diese dienen zur

Auflagerung der 18 cm dicken Stahlbetondecke und auch zur halbrahmenförmigen Stabilisierung der Kastenträger an den Auflagerpunkten. Sie sind deshalb biegesteif an den Kastenträgern angeschlossen.

Neuartig ist der Anschluß dieser Träger an die Stahlbetonwände des Kerns. Dieser ist im Bereich des Erd- und Zwischengeschosses, also in der Nähe der Einspannstelle, hoch beansprucht und stark bewehrt. Somit konnte hier eine Auflagerung ähnlich wie bei den Deckenträgern der Obergeschosse in fensterartigen Aussparungen wegen der Querschnittsverwächung der Kernwand nicht erfolgen. Es wurde deshalb eine Konstruktion entwickelt, die sowohl den Erfordernissen der Stahlbetonkonstruktion Rechnung trägt, als auch einen kraftschlüssigen und leicht montierbaren Stahlträgeranschluß ermöglicht.

In die Schalung eingelegt wird an jeder Anschlußstelle ein 20 mm dickes, mit der Außenfläche bündig liegendes Anschlußblech von ca. 0,60 m Breite und 1,36 oder 1,80 m Höhe. Direkt hinter dem Blech laufen die vertikalen Bewehrungsstäbe der äußeren Wandbewehrung durch, die mit dem Blech verschweißt werden. Weiter erhalten diese Bleche besondere angeschweißte Bewehrungsstäbe zur Aufnahme der einzuleitenden Kräfte und ihrer Übertragung auf den Stahlbetonbau. Diese Zulagestäbe liegen teilweise horizontal und teilweise diagonal. Sie werden ebenfalls mit dem Blech verschweißt (Bild 16).

An der Außenseite des einbetonierten Bleches liegt ein stahlbaumäßig ausgebildeter Konsolanschluß, der es erlaubt, die Unterzüge aufzulagern und durch Verschraubung mittels Winkel anzuschließen.

Diese Bauart vermied jegliche Verschwächung des Betonquerschnittes. Weiter war sie so ausgelegt, daß dort nach der Fertigstellung der Betonwand nicht mehr geschweißt zu werden brauchte. Sie ermöglichte eine normale Stahlbaumontage durch Schraubenanschlüsse.

4. Feuerschutzmaßnahmen

Entsprechend den Hochhausbestimmungen müssen sämtliche tragenden Konstruktionsteile feuerbeständig ausgeführt werden.

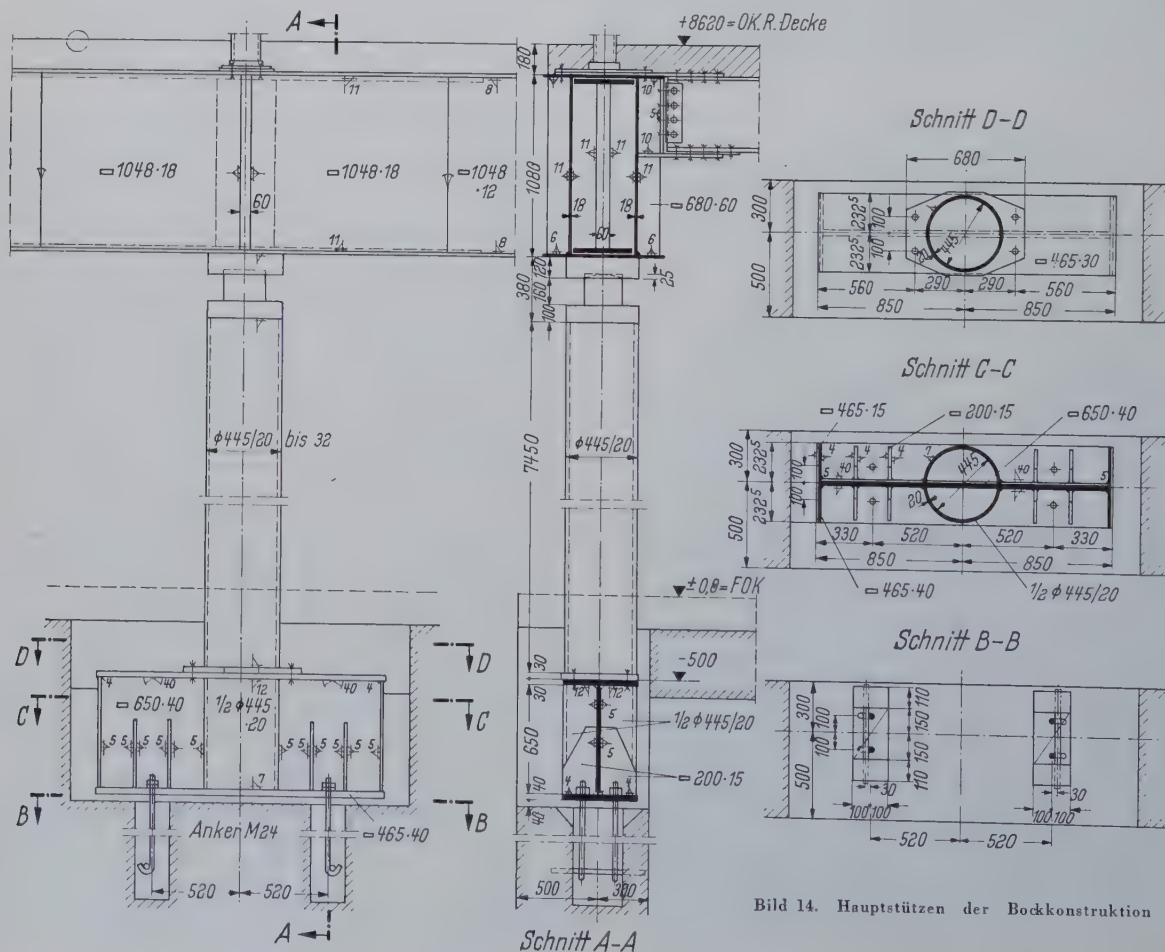


Bild 14. Hauptstützen der Bockkonstruktion

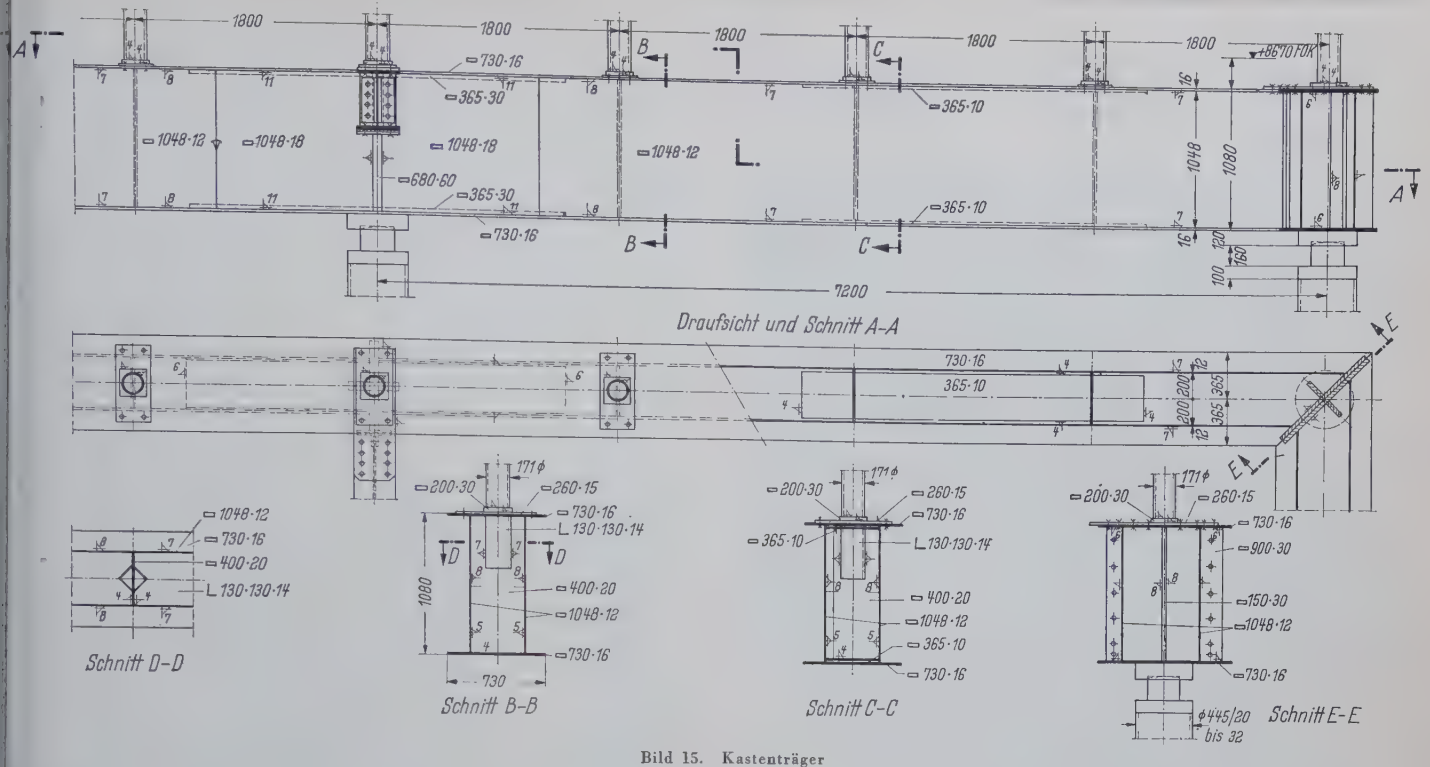


Bild 15. Kastenträger

Die in der bestehenden Vorschrift DIN 4102 vorgesehenen konstruktiven Ummantelungen für die Stützen erschienen in ihren Abmessungen zu aufwendig. Auch erforderte die aus Gründen eines niedrigen Gewichtes angewandte nur 7 cm dicke Stahlbetondecke eine Verstärkung hinsichtlich ihrer Feuerwiderstandsfähigkeit, um sie im Sinne der DIN 4102 feuerbeständig auszubilden.

Da in anderen Ländern, insbesondere in den USA und England, Ummantelungen mit Vermiculite- und anderen Putzarten, in geringeren Dicken als bisher in Deutschland zugelassen, gebräuchlich sind, wurden mehrere Werkstoffe als Putz untersucht, um die Eignung der Konstruktionen in feuerschutztechnischer Hinsicht zu erreichen.

Es lag jedoch lediglich bei einem Werkstoff, dem Limpet-Spritzasbest, bereits das erforderliche Prüfzeugnis hinsichtlich Erprobung und Eignung vor. Die Mannesmann Aktiengesellschaft entschloß sich deshalb, die Verwendbarkeit verschiedener Spritzputze untersuchen zu lassen und veranlaßte Brandversuche der vorgesehenen Deckenkonstruktion bei der Niedersächsischen Materialprüfanstalt in Braunschweig. So wurden durch Unterstützung von Herrn Professor Theodor Kristen, Braunschweig, Brandversuche mit 3 Werkstoffen durchgeführt. Im einzelnen wurden die Spritzputze Pyrok (Westdeutsche Spritzputz GmbH), Efawit (Torkret GmbH und Firma Paul Kind) sowie Perlite (Deutsche Perlite GmbH) einer Erprobung unterzogen. Hierbei hat die 7 cm dicke Versuchsdecke, die entsprechend der vorgesehenen Ausführung in I 30 eingesteckt war, bei allen Prüfungen die Anforderung erfüllt, die in DIN 4102 an feuerbeständige Bauteile gestellt wird. Es wurden hierbei die Untersichten der Betondecke 2,5 cm dick geputzt und an den offen liegenden Unterflanschen der Stahlträger ein 3 cm dicker Putz direkt aufgespritzt.

Zur endgültigen Ausführung gelangte dann ein Zement-Perlite-Spritzputz in einer Zusammenstellung aus 1 Rtl. Zement 225 und 4,5 Rtl. Perlite, Körnung 0,8 bis 1,5 mm.

Die Brandversuche für die Stützenkonstruktion wurden im Einvernehmen mit dem Deutschen Stahlbauverband, Köln, in der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem, durchgeführt. Ein Stahlrohr von 171 mm ϕ und einer Länge von 4,78 m mit einer Wanddicke von 10 mm wurde mit Rippenstreckmetall ummantelt, das durch Abstandhalter 25 mm von der Außenwand des Stahlrohres gehalten wurde. Die so ummantelte Stütze wurde von einer Aluminium-Schalung aus 2 halbkreisförmigen Schalen umgeben.

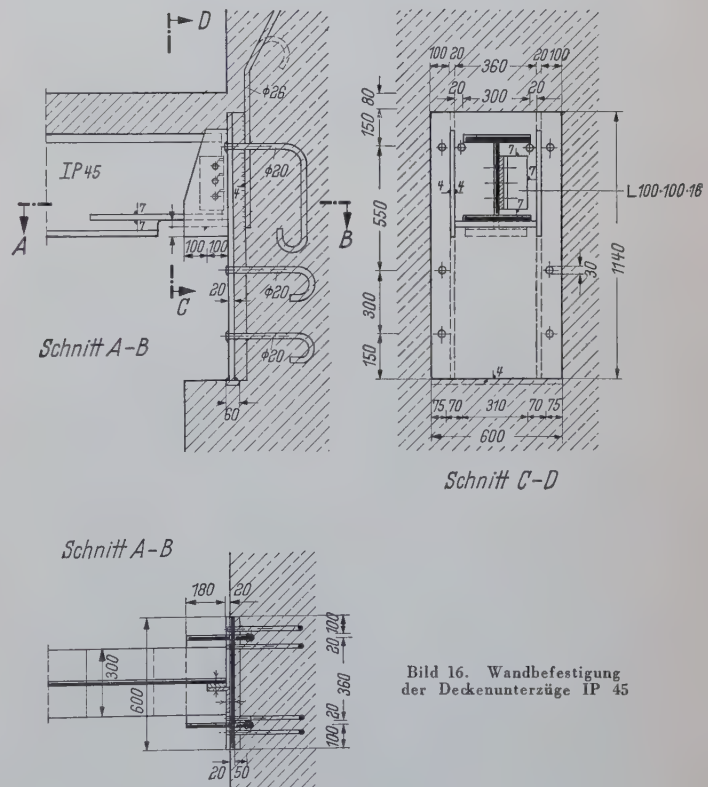


Bild 16. Wandbefestigung der Deckenunterzüge IP 45

Dann wurde Gips der Firma Probst, Schwäbisch Hall, eingegossen. So entstand eine allseitige Ummantelung des Stahlrohres aus Gips von 40 mm Dicke.

Im Brandversuch erreichte der Stahl nach 90 Minuten Brenndauer eine Temperatur im Mittel von 100° C bei einem Höchstwert von 107° C. Die zulässige Grenztemperatur (+ 130° C) der Stahlstützen wurde also bei weitem nicht erreicht.

Dasselbe Verfahren wurde danach auch bei der Ausführung der feuerbeständigen Ummantelung der Stützen im Mannesmann-Hochhaus verwendet. Die praktische Durchführung der Arbeiten auf der Baustelle verlief glatt und reibungslos im Schutz der bereits ge-

schlossenen Fassade (Bild 17). Die Ausführung des Perlite-Spritzputzes an der Untersicht der Decke wurde nach der Abbindezeit durch Professor Dr.-Ing. Stein von der TH Aachen auf Wunsch des Bauaufsichtsamtes der Stadt Düsseldorf hinsichtlich Werkstoff und Abmessungen überprüft.



Bild 17. Feuereschutzummantelung der Fassadenstützen und Perlite-Zementputz der Deckenkonstruktion (Foto C. A. Stachelscheid, Düsseldorf)

Ebenfalls feuerbeständig mit 3 cm Perlite-Zement-Putz auf Rippenstreckmetall ummantelt wurden die im Freien stehenden Erdgeschoßstützen, wobei der Putz einen Schutzblechmantel erhielt.

5. Bau- und Montagebeschreibung

Der Bauvorgang des aufgehenden Teils des Mannesmann-Hochhauses stellte eine montagetechnische und organisatorische Aufgabe besonderer Art dar, weil durch die Mischbauweise — tragender Stahlbetonkern und Stahlkonstruktion — eine Lösung gesucht werden mußte, die bei Einsatz der verfügbaren Geräte eine möglichst kurze Bauzeit verlangte.

Der Bau des Grundkörpers des 3geschossigen Kellers in Stahlbetonkonstruktion erfolgte im Schutz einer rechteckig um die Baugrube gezogene Spundwand, die durch ein im Raster der Kellerschottwände liegendes Stahlbetonstabwerk ausgesteift war. Da der Keller in der Nähe des Rheins, auf bestem Rheingrobkies gegründet, bei Hochwasser tief im Grundwasser liegt, mußte der Grundkörper als Wanne ausgebildet werden, wobei die Wandungen nach den Bundesbahnvorschriften A. I. B. mit 2—3 Lagen Pappe isoliert und durch eine Schutzwand aus Mauerwerk abgesichert wurden. Die Spundwand wurde an der Süd- sowie Ost- und Westseite später wieder gezogen. Mit Rücksicht auf die höherliegenden Gründungen des Mannesmann-Altbaues verblieb die nördliche Spundwand im Erdreich.

Die Stahlbetonkonstruktion des Kerns wurde nach Erreichen der Normalgeschosse im Kletterverfahren hochbetoniert unter Verwendung geschoßhoher immer wieder umgesetzter Schalungen. Die Bauzeit für ein Geschoß betrug zehn Arbeitstage. Für die Hochbringung des Betons in Kübeln war ein 102 m hoher Peiner-Turmdrehkran an der Südseite auf einer Kranbahn parallel zur Längsachse des Gebäudes aufgestellt (Bild 18). In Normalausrüstung konnte dieser Kran bis zum 15. Obergeschoß Nutzlasten bis zu 2,27 t bei einer Ausladung bis zu 40 m ziehen. Ab 15. Obergeschoß wurde der Turmdrehkran mit einer Hochhausausrüstung aufgestockt mit einer Rollenhöhe von 102 m und einer Nutzlast von 1,3 t.

Für die Aufbereitung des Betons war eine feststehende Betonfabrik mit Kiessilo, 2 Zementsilos, Waagen und Mischanlage neben dem Hochhaus eingerichtet worden. Der einfachste Weg, die beiden Bauarten zu koordinieren, wäre gewesen, nach endgültiger Fertig-

stellung des Stahlbetonkerns die Stahlmontage durchzuführen. Eine kürzere Bauzeit hingegen ließ sich dann erzielen, wenn in mehreren Abschnitten unterteilt, die Stahlmontage dem Ansteigen des Kerns gefolgt wäre. Man entschied sich aus Gründen der Wirtschaftlichkeit für 2 Bauabschnitte. Während der Betonkern bereits bis zum 12. Obergeschoß betoniert war, begann die Stahlmontage mit Aufstellung der Bockkonstruktion, bestehend aus dem umlaufenden Kastenträger und den 14 Hauptstützen. Die Kastenträger der Seitenwände hatten hierbei eine Länge von 36 m, die der Giebelwände waren 14,4 m lang. Diese 4 Unterzüge wurden je in einem Stück in der Werkstatt gefertigt und auf dem Wasserweg bis zum Hafen Düsseldorf gebracht. Die langen Unterzüge hatten ein Gewicht von 18 und 22 t, die kurzen Träger 10 t je Stück. Sie wurden mittels Spezialfahrzeugen bis zur Baustelle gefahren. Durch die außerordentlich engen Platzverhältnisse an der Baustelle und die noch stehende Arbeitsrüstung des Betonkerns waren erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden. Die eigentliche Montage der 4 Kastenträger und der 14 Stützen erfolgte mit 2 Motorkranen. Der erste Kastenträger von 36 m Länge wurde in 7,2 m Abstand vom Kern von den beiden Kranen an beiden Enden angeschlagen, hochgezogen und im Zug behalten. Die vorher bereit gelegten 6 Pendelstützen wurden jetzt mittels Hilfszügen von dem hochgezogenen Kastenträger aus aufgerichtet, auf die unteren Fußtraversen gesetzt und abgelenkt. Nunmehr wurde der Kastenträger auf die 6 Pendelstützen abgesetzt.

Die zum Betonkern laufenden Unterzüge IP 45 wurden eingebaut und an der beschriebenen Auflagerkonstruktion an der Kernwand fest angeschlossen. In gleicher Weise wurden die übrigen 3 Kastenträger montiert. Nach Ausrichten der Bockkonstruktion, die in den Hilfsabspannungen noch eine genügende Beweglichkeit besaß, wurde die Decke über dem Zwischengeschoß eingeschalt, bewehrt und betoniert. Hiermit wurde für den Aufbau der Stahlskelettkonstruktion der 22 Bürogeschosse der Unterbau geschaffen (Bild 19).

Der Aufbau der Skelettkonstruktion aus den Rohrstützen mit 171 mm ϕ und den Trägerlagen erfolgte nunmehr zunächst bis zu einer Höhe von + 29,07 durch Ausführung von 6 Geschossen. Die Fassadenstützen laufen ungestoßen jeweils über 2 Geschosse durch. Sie wurden durch Einbau der Deckenträger in den Aussparungen des Kerns (Fenster) verankert und durch Montageverbände in den Decken festgehalten. Die für die Montage durchgeführten sorgfältigen Überlegungen über die Verkeilungen der Trägerenden und die äußerst maßgerechte Ausführung des Betonkerns erlaubten einen reibungslosen Aufbau der Stahlkonstruktion. Er erfolgte im 1. Bauabschnitt mit einem Motorkran vom Erdboden aus. Die Konstruktion wurde nach Ausrichtung deckenweise betoniert, wobei auch die Fensterauflager in den Kernwandungen mit Beton verfüllt wurden. Nach Fertigstellung der Decken wurde durch eine besondere Kolonne der letzte planmäßig oberhalb der Decke verbliebene Spalt der Fenster mit einem Zementmörtel dicht verstopft. Während der Ausbau der Turmkonstruktion des Kerns bis zum obersten Geschoß in der gleichen Weise wie bisher mittels des 102 m-Turmdrehkrans

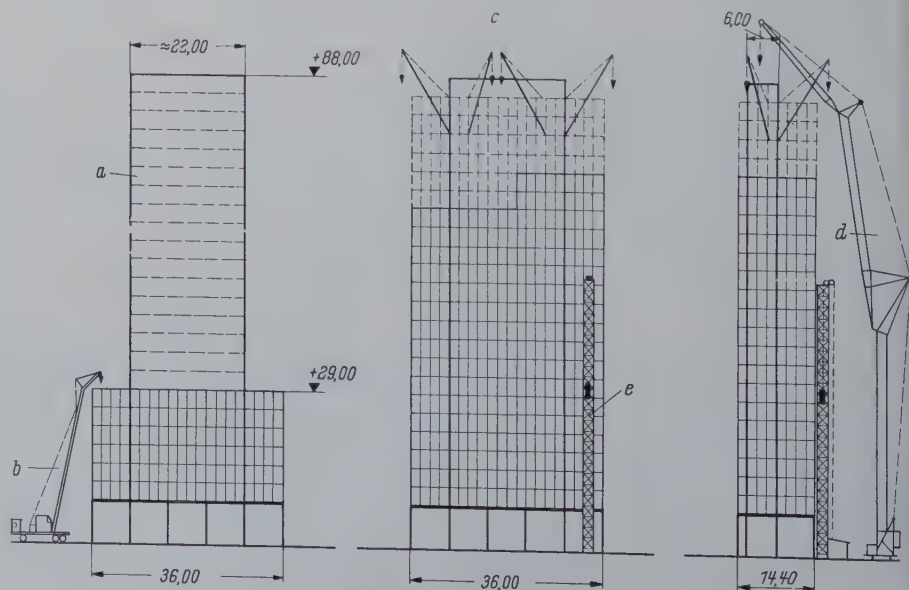


Bild 18. 1. und 2. Bauabschnitt der Stahlmontage

vollendet wurde, war zur Durchführung des 2. Bauabschnitts der Stahlmontage der Einsatz neuer Geräte erforderlich. Mittels des Turmdrehkrans wurden in Höhe des 21. Stockwerkes (+ 76,72 m) 4 Ausleger an den Betonkern angebaut, die eine Länge von 17 m und eine Tragfähigkeit von 2 t aufwiesen. Ihre Last-, Nacken- und Schwenkwinden standen auf der obersten Decke des Betonkerns (+ 87,32 m). Je 1 Ausleger saß in der Mitte der Querwand des Betonkerns, während 2 Ausleger an der südlichen Längswand montiert waren. Mit Hilfe dieser 4 Ausleger wurde die gesamte Konstruktion des 2. Bauabschnitts gezogen und montiert. Nach der Aufstellung von je 2 Stockwerken wurde eine Schutzdecke in Holz eingebaut, die mit dem Wachsen der Konstruktion jeweils umgesetzt wurde.

Auf diese Weise konnte unterhalb der Schutzdecke mit dem Betonieren der montierten und ausgerichteten Teile der Skelettkonstruktion fortgefahren werden.



Bild 19. Bauzustand nach Beendigung des 1. Bauabschnitts der Stahlmontage (Bockkonstruktion und 6 Obergeschosse montiert)

Nach Montage des 13. Stockwerkes wurde ein Personen- und Lastenaufzug zum Transport der Innenaussteile des Hauses aufgestellt, der später bis zum obersten 22. Stockwerk hochgeführt wurde.

Für den gesamten aufgehenden Teil ab Oberkante Keller bis Fertigstellung der Decke über dem 22. Obergeschoß wurde eine Bau- und Montagezeit von fast genau einem Jahr benötigt.

5. Fassade und Fensterputzwagen

Die Außenhaut des Hochhauses besteht aus rechteckigen geschoß-hohen Rahmen in Rasterbreite aus Aluminiumprofil, in welche für die Wandbauteile emaillierte Stahlblechelemente und die Verglasung der nicht zu öffnenden Fenster eingesetzt sind. Die Aluminiumrahmen sind jeweils oben an Fassadenkonsolen von 2 benachbarten Rohrstücken aufgehängt. Sie sind in das darunter befindliche Rahmenelement eingeschoben und besitzen an jeder Seite einen doppelten Labyrinthverschluß (Bild 20).

Die Stahlblechwandbauteile bestehen aus 2 allseitig emaillierten Stahlblechschalen, die über eine Zwischenschicht als Kern auf ihrer Innenseite miteinander zu einem scheibenförmigen Wandbauelement verbunden sind. Hierdurch wird eine hohe Steifigkeit dieses Baugliedes erreicht. Der Kern besteht aus einem imprägnierten Tonkartonpapier, dessen Zellen mit mineralischen Isolierstoffen gefüllt sind. Die Emaillierung besteht aus einer bei ca. 850° C ein-

gebrannten Emaille mit sehr hoher Korrosionsbeständigkeit. Die Montage der gesamten Fassade, bestehend aus 1232 Elementen, konnte in ca. 6 Wochen durchgeführt werden.

Da die Fensteröffnungen fest verglast sind, muß die gesamte Fassade mit Hilfe von 2 Fensterputzwagen gereinigt werden. Die Fensterputzwagen bestehen jeweils aus einem verfahrbaren Auslegergerät mit angehängter Bedienungsgondel. Die verfahrbaren Ausleger laufen auf einem hinter der Brüstung der Dachterrasse (Decke über dem 22. Obergeschoß) liegenden Gleis und können über Drehscheiben alle 4 Seiten des Gebäudes bestreichen.



Bild 20. Fassaden — Wandbauelemente (Foto C. A. Stachelscheid, Düsseldorf)

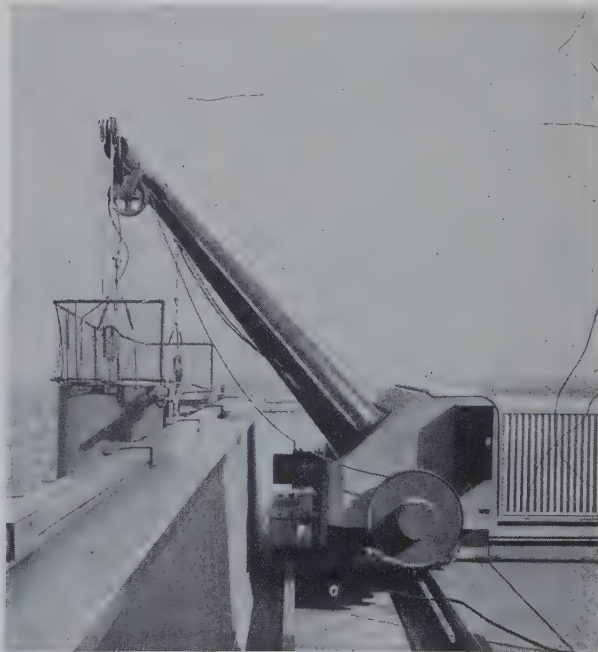


Bild 21. Fensterputzgerät mit Gondel

Die eigentliche Arbeitsgondel wird durch den Ausleger über die Brüstung der Dachterrasse gehoben (Bild 21). Sie gleitet an 2 Seilen hängend in den senkrechten U-förmigen Aluminiumprofilen der Fassadenelemente abwärts und wird auf diese Weise zwangsläufig geführt.

Alle Bewegungsvorgänge erfolgen durch elektrischen Antrieb. Die Gondel ist ausgerüstet mit 3 Wasserbehältern, die vor Beginn der Reinigungsarbeit auf der Dachterrasse gefüllt werden.

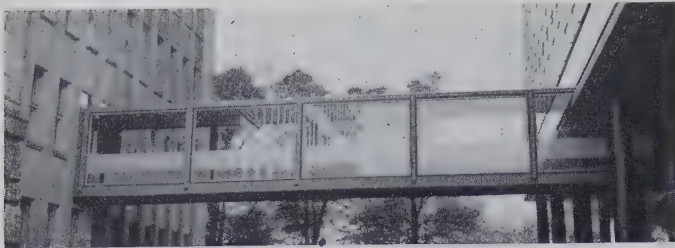


Bild 22. Verbindungsbrücke

7. Brückenkonstruktion

Die stählerne Verbindungsbrücke (Bild 22) zwischen dem Hochhaus und dem Mannesmann-Altbau ist aus architektonischen Gründen oberhalb der eigentlichen Fußweglaufbahn mit in ganzer Bauwerkslänge durchgehenden Glaswänden und einem leichten hölzernen Dach gestaltet. Die Spannweite des Bauwerks ist 16,40 m. Die eigentliche Tragkonstruktion liegt allein in der unteren Platte, die mit Rücksicht auf die Durchbiegung als dreizeilige Hohlplatte in Stahlkonstruktion ausgebildet ist. Diese Hohlplatte besitzt 4 Stege Blech $\square 260$ (und $\square 280$) $\cdot 20$, 1 Untergurt Blech $\square 2160 \cdot 30$ und 3 Obergurtbleche zwischen den Stegen $\square 700 \cdot 30$. Die Platte ist auf der Seite des Hochhauses an 2 Punkten gestützt und mittels 2 Bolzen M 27 an einer geschweißten I-förmigen Quertraverse in der Decke des Zwischengeschosses fest angeschlossen. Auf der Seite des Altbaues bilden 3 U-Stützen mit Konsolen hinter der Werksteinverkleidung die Auflagerkonstruktion, auf welcher die Platte gleitend gelagert ist. Zur Übertragung der Auflagerkräfte ist an jedem Ende der Brücke ein Endschoß Blech $\square 280 \cdot 20$ angebracht. Die gesamte Konstruktion ist aus Werkstoff St 37 geschweißt (Bild 23).

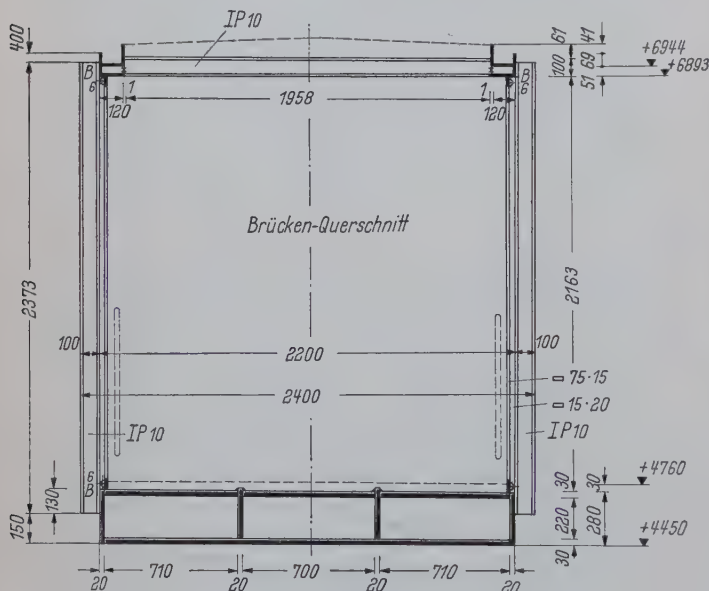


Bild 23. Brückenkonstruktion

Die Lasten aus dem mit Kunststoffolie isoliertem Holzdach werden über Riegel und Pfosten aus IP 10 in 3,10 m Abstand auf den eigentlichen Brückenträger übertragen. Die Brücke ist beidseitig verglast unter Belassung eines Spiels für die Glasscheiben, um bei Durchbiegungen der Brücke eine Beanspruchung der Scheiben zu verhindern. Die auf beiden Seiten innen notwendigen Geländer werden von Plattenheizkörpern gebildet. Der Fußboden besteht aus einem Gummibelag, der auf einem 2,5 cm dicken Asphaltestrich aufgeklebt wurde.

8. Schlußbemerkung

Bild 24 zeigt das fertige Hochhaus.

Für die beschriebenen Konstruktionen wurden folgende Massen oder Stahlgewichte eingebaut:

für den Stahlbauteil:

460 t Profilstahl St 37

33 t Großrohrstützen $\phi 445$ mm St 55 (Marwe 134 A)

194 t Fassadenstützen $\phi 171$ mm St 55 (Marwe 134 A)

insgesamt 687 t Hochhauskonstruktion

25 t Brückenkonstruktion.

Bild 24. Gesamtansicht des Mannesmann-Hochhauses
(Foto Inge Goertz-Bauer Düsseldorf)

für den Massivbauteil:

6600 cbm Stahlbeton bei einem Erdaushub von 6670 cbm.

Die gesamte Stahlbetonkonstruktion des Gründungskörpers, des Kerns und der Decken wurde durch die Firma Hochtief A.G., Essen, ausgeführt.

Die Lieferung der Stahlbauteile des Hochhauses erfolgte durch folgende Stahlbaufirmen:

Rohrstützen mit Zubehör durch Mannesmann Aktiengesellschaft, Düsseldorf, Röhrenwerk Rath.

Profilstahlkonstruktion einschließlich der geschweißten Kasten-träger: MAN Werk Gustavsburg.

Die Montage der gesamten Stahlkonstruktion des Hochhauses führte die Firma MAN Werk Gustavsburg durch.

Die Brücke wurde geliefert und montiert durch die Firma Hein, Lehmann & Co. A.G., Düsseldorf.

Die Fassade wurde geliefert und montiert durch die Fa. Gartner, Gundelfingen, unter Zulieferung der emaillierten Wandbauelemente durch Mannesmann-Stahlblechbau, Werk Hausach. Die Fensterputzwagen lieferte Mannesmann Leichtbau, München.

Die Gesamtleitung und örtliche Bauführung oblag der Bauabteilung der Mannesmann Aktiengesellschaft in Düsseldorf.

Die gesamte baustatische Prüfung des Bauvorhabens einschließlich der Bauüberwachung wurde vom Landesprüfamt des Landes Nordrhein-Westfalen unter der Leitung von Baudirektor Dr.-Ing. Siegfried Hasen j e r durchgeführt.

Der Kraftverlauf in schiefen Hohlkästen

Von Dr.-Ing. Günter Hoeland, Wilhelmshaven

DK 624.042

1. Einleitung

Tragwerke aus Hohlkästen wurden schon in früherer Zeit angewendet und schon damals wurden die Vorteile ihrer Anwendung erkannt. Aber erst die Schweißtechnik verhalf dieser Bauweise endgültig zum Durchbruch. So ist z. B. im Brückenbau kein System mehr denkbar, bei dem, wenn größere Abmessungen vorliegen, der Hohlkasten nicht als zweckmäßiges und wirtschaftliches Tragglied zur Anwendung kommt. Sei es als Hauptträger einer Brücke, als Steife eines Bleches, als Fachwerkstab, als Bogen, Stütze oder dgl. Auch im Hochbau und im Wasserbau zeigen viele Bauwerke bereits die Anwendung des Hohlkastens als Konstruktionsglied. Oft sogar ermöglicht die Hohlkastenbauweise erst die wirtschaftliche und architektonisch befriedigende Gestaltung eines Bauwerkes.

Die Berechnung dieser Systeme wurde jedoch, sei es aus Bequemlichkeit, sei es wider besseres Wissen, meist auf die Methoden der klassischen Statik zurückgeführt, ohne sich immer der Folgen bewußt zu werden, die die Drehsteifigkeit eines Bauteiles oder des ganzen Bauwerkes für einzelne Bauglieder, das ganze Bauwerk oder die stützenden Teile hat [2]. Ein besonders krasses Beispiel stellt in dieser Hinsicht der schiefe Hohlkasten dar. Seine genaue Berechnung zeigt, daß die vom schiefen Trägerrost übernommene Berechnungsweise, nämlich den Rost als geraden Rost zu idealisieren, hier völlig fehl am Platze ist. Ergeben sich beim schiefen Trägerrost, wie unter anderem Starke [1] zeigte, nur unwesentliche Unterschiede gegenüber geraden Rosten, wenn man von einigen Sonderkonstruktionen absieht, so zeigt der schiefe Hohlkasten einen gänzlich anderen Kraftverlauf als der gerade Hohlkasten. Auf diese Tatsache wurde zwar vereinzelt schon früher hingewiesen, aber erst Wansleben [2] zeigte Ansätze, das Problem rechnerisch zu erfassen. Das ist sehr verwunderlich, denn die gleichen Fragen traten bei schiefen Platten auf und wurden dort bereits vor Jahrzehnten untersucht, so daß sie heute als Allgemeingut der Statik betrachtet werden können. Erklärlich ist diese Tatsache wohl in erster Linie durch die allgemein verbreitete Ansicht, das statische Verhalten einer schiefen — und besonders der zweiseitig gelagerten — Platte sei in erster Linie in ihrer großen Breite gegenüber der Stützweite begründet. Daß diese Vermutung nur bei einzelnen Schnittkräften zutrifft, wird später an Hand verschiedener Kurven tafeln gezeigt.

In jüngster Zeit erschien eine ausführliche Arbeit von Homberg-Marx [4], die allerdings den schiefen Hohlkasten als solchen nicht weiter behandelt, sondern nach kurzen Ausführungen über den schiefe gestützten drillsteifen Stab mehr auf die schiefen Platten eingeht. Dementsprechend fehlen dort auch genauere Angaben über den Verlauf der Schubkräfte und über die Form der Einflußfelder.

2. Die Wahl des statischen Systems

Wansleben [2] wies darauf hin, daß die Berechnung der schiefen Hohlkästen für den Statiker eine unangenehme „Beigabe“ bedeutet. Er schlägt vor, als Hauptsystem ein System zu benutzen, bei dem die Lager zur Achse des Hohlkastens verschoben werden. Dieses System mag für viele Fälle eine sehr einfache Rechnung ergeben. Es ist aber nur anwendbar, wenn die Lasten symmetrisch zur Hauptträgerachse angreifen. Bei einseitigen Lasten dagegen ist das System unbrauchbar, weil es einfach verschieblich ist (die Hauptträgerachse ist gleichzeitig Drehachse). Aus der praktischen Anwendung heraus wurde deshalb vom Verfasser bei der Berechnung einer schiefen Hohlkastenbrücke (Über die Montage dieser Brücke wurde von Jakobi [5] berichtet) schon 1954 ein anderes Hauptsystem gewählt. Dieses System ist in Bild 1 dargestellt. Als statisch unbestimmte Größe wurde die Lagerkraft an der spitzen Ecke eingeführt. Spätere Rechnungen, auch an Überbauten mit mehreren schiefen Hohlkästen (vgl. z. B. [3]) und an durchlaufenden schiefen Hohlkästen, bestätigten die Zweckmäßigkeit dieser Systemwahl, allerdings wurden zur Vereinfachung der Rechnung die Stabachsen entsprechend Bild 2 angenommen.

Liegen mehrere Hohlkästen nebeneinander und sind diese durch Querträger miteinander verbunden, so werden die Anschlußmomente der Querträger an die Hohlkästen, und zwar am inneren Rand der Hohlkästen, nicht in deren Achsen, als weitere statisch unbestimmte

Größen eingeführt (Bild 3). Bei Durchlaufträgern kommen außerdem noch die Momente über den Zwischenstützen dazu (Bild 4). Durch diese Wahl des statisch bestimmten Hauptsystems kann man bei der späteren Ermittlung der Einflußfelder viel Arbeit sparen, da die als statisch unbestimmte Größen eingeführten Stütz- und Schnittkräfte ohnehin ermittelt werden müssen.

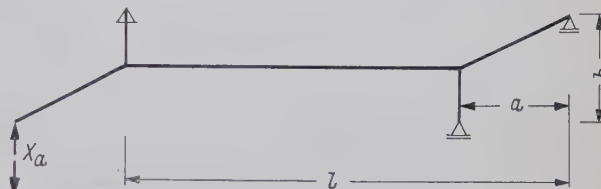


Bild 1. Statisch bestimmtes Hauptsystem eines schiefen Hohlkastens

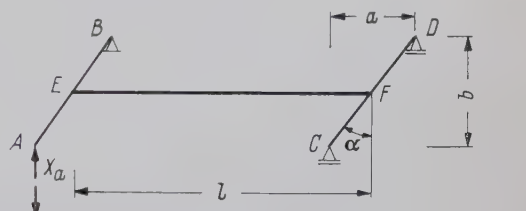


Bild 2. Vereinfachtes statisch bestimmtes Hauptsystem eines schiefen Hohlkastens

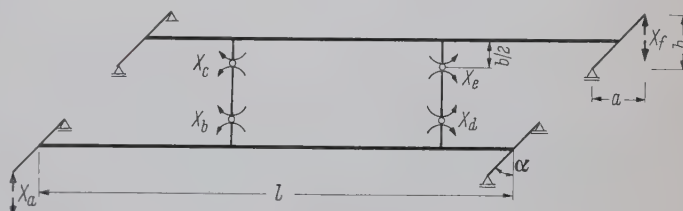


Bild 3. Statisch bestimmtes Hauptsystem für zwei durch Querträger miteinander verbundene schiefe Hohlkästen

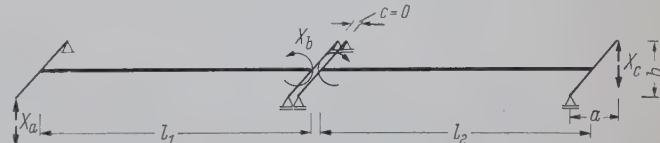


Bild 4. Statisch bestimmtes Hauptsystem für einen durchlaufenden schiefen Hohlkasten

Endquerträger und Querträger über den Zwischenstützen, die parallel zu den Widerlager- und Pfeilerachsen verlaufen, haben praktisch keinen Einfluß auf das statische System. Sie erhalten, wie bei geraden Trägern, Beanspruchungen nur aus den abhebenden Lagerkräften und wenn nicht unter allen Stegen Lager liegen. Darüberhinaus dienen sie aber in vielen Fällen der Einleitung recht erheblicher Schubkräfte. Die Durchrechnung verschiedener Brücken mit Hohlkästen ergab, daß es unzweckmäßig ist, die Brücke erst als gerade Brücke zu rechnen und anschließend durch Zusatzrechnungen die Abweichungen zu ermitteln. Vielmehr ist es zweckmäßiger, gleich mit dem statisch unbestimmten System zu rechnen, da nur dann die maßgebenden Laststellungen ermittelt werden können und für viele Schnittkräfte (z. B. für die Schubkräfte und die Lagerreaktionen) nur auf diesem Wege die wirklichen Beanspruchungen ermittelt werden können. Die Überlagerung maximaler Torsionsmomente und maximaler Querkkräfte würde hier zu große Werte ergeben.

Homberg-Marx [4] benutzen als statisch unbestimmte Größe die Lagerkraft an der stumpfen Ecke. Dieses Hauptsystem erscheint im ersten Augenblick gleichwertig mit dem oben erwähnten System; berücksichtigt man aber, daß bei schiefen Hohlkästen die stumpfen Ecken größere Kräfte aufnehmen als die spitzen Ecken, so erkennt man sofort, daß die Einführung der Lagerkraft an der spitzen Ecke als statisch unbestimmte Größe zweckmäßiger ist, da dadurch bei gleichem Rechenaufwand eine größere Genauigkeit erzielt wird.

3. Die verschiedenen Einflüsse bei der Berechnung schiefer Brücken

Schon die von Wansleben [2] angegebene Formel zeigt, welche Größen die Schnittkräfte bei einem schiefen Hohlkasten besonders beeinflussen. Nehmen wir konstanten Verlauf der Biege- und Drehsteifigkeit an, so wird das Bild noch deutlicher, denn wir können nun Zähler und Nenner mit der Biegesteifigkeit EJ erweitern und erhalten aus der Gleichung von Wansleben [2]

$$X = \frac{\int_0^l M_0 dx}{a \left(\int_0^l dx + \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{EJ}{GJ_D} \int_0^l dx \right)} = \frac{\int_0^l M_0 dx}{a \left(1 + \frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{EJ}{GJ_D} l \right)} \quad (1)$$

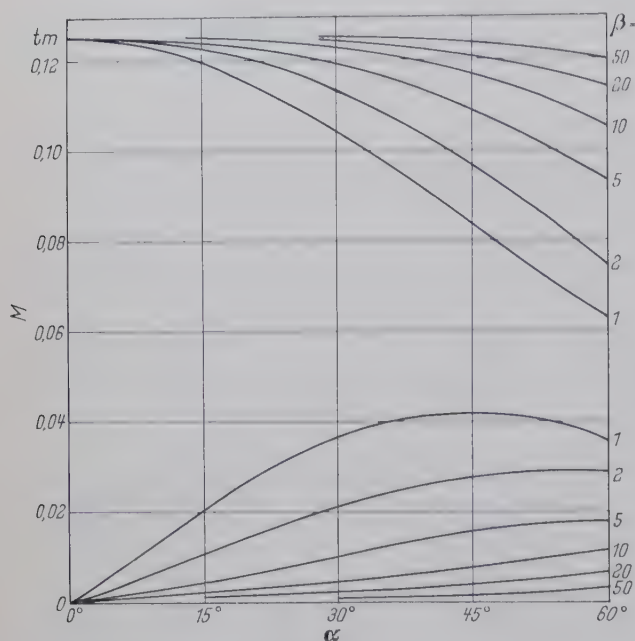


Bild 5.

Biegemomente M (obere Kurvenschar) und Drehmomente M_D (untere Kurvenschar) in Feldmitte eines schiefen Hohlkastens unter Gleichstreckenlast in Abhängigkeit von der Schiefe α und dem Steifigkeitsverhältnis $\beta = EJ/GJ_D$; $q \cdot l^2 = 1$

Das heißt, die Abweichungen sind abhängig vom Verlauf des Biegemomentes M_0 , von der Größe a (vgl. Bild 2), die wieder eine Funktion der Breite b und des Winkels α ist, von $\tan \alpha$ und vom Verhältnis Biegesteifigkeit/Drehsteifigkeit (EJ/GJ_D).

In welcher Form die Biegemomente, die Torsionsmomente, die Schubkräfte und die Lagerkräfte von diesen Größen abhängen, sei für den Fall der gleichmäßig verteilten Last $q=1$ über die ganze Länge l ermittelt. Die entsprechenden Werte wurden unter der Annahme konstanten Verlaufs der Biege- und Drehsteifigkeit und unendlich steifer Endquerträger für die Fälle

$$\alpha = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ \text{ und } 60^\circ;$$

$$\frac{EJ}{GJ_D} = \beta = 1, 2, 5, 10, 20 \text{ und } 50 \text{ ermittelt.}$$

Für Werte $\beta > 50$ wird der Einfluß der Schiefe so gering, daß er praktisch vernachlässigt werden kann. Für Werte $\alpha > 60^\circ$ ist die Annahme unendlich starrer Endquerträger nicht mehr berechtigt. Auch bei zu großer Breite (etwa ab $b/l > 0,2$) muß die Elastizität der Endquerträger berücksichtigt werden.

Die Größe der Biegemomente in Brückenmitte, der Torsionsmomente, der Auflagerkräfte und der Schubkräfte an der spitzen und stumpfen Ecke in Abhängigkeit der Werte b/l , α und β zeigen die Bilder 5 bis 7.

Die Bilder 5 bis 7 zeigen deutlich den Einfluß der Schiefe bei den verschiedenen Verhältnissen. Sie zeigen auch, daß es nicht berechtigt ist, auf der einen Seite die Drehsteifigkeit zur Lastverteilung in Querrichtung heranzuziehen, auf der anderen Seite aber den Einfluß der Schiefe zu vernachlässigen. Dieser unzulässige Weg wurde aber schon mehrfach begangen und führte bei verschiedenen Bauwerken zu Erscheinungen und Schäden, die unerklärlich schienen, da doch in der Berechnung „alle“ Einflüsse, auch die Drillsteifigkeit, berücksichtigt worden waren. Diese Vernachlässigung des Einflusses der Schiefe führte z. B. dazu, daß sich Verbundbrücken an den spitzen Ecken von den Lagern abhoben (zum Teil schon unter Eigengewicht) oder beim Freisetzen und Absenken an den stumpfen Ecken mit Pressen der rechnerischen Hubkraft sich nicht anheben ließen. Wenn schwerere Schäden nicht auftraten, so wohl in erster Linie, weil die bislang aufgetretenen Beanspruchungen die errechneten Höchstwerte infolge der geringeren vorhandenen Verkehrslast nur wenig oder gar nicht überschritten. Als unangenehme Begleiterscheinung zeigte sich in einem Fall eine verwundene Lage der Brücke, die durch Andrücken an den stumpfen

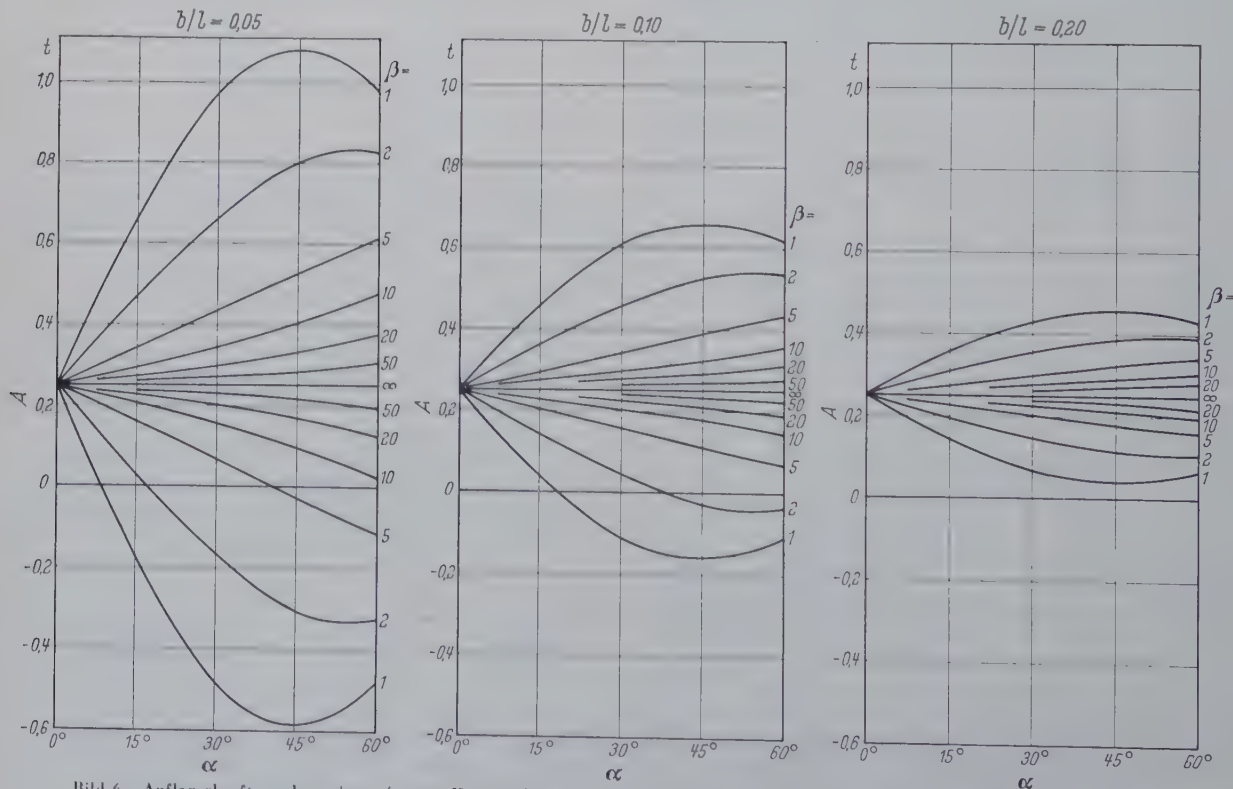


Bild 6. Auflagerkraft an der spitzen (untere Kurvenschar) und stumpfen (obere Kurvenschar) Ecke eines schiefen Hohlkastens unter Gleichstreckenlast in Abhängigkeit von den Werten α , β und b/l ; $q \cdot l = 1$

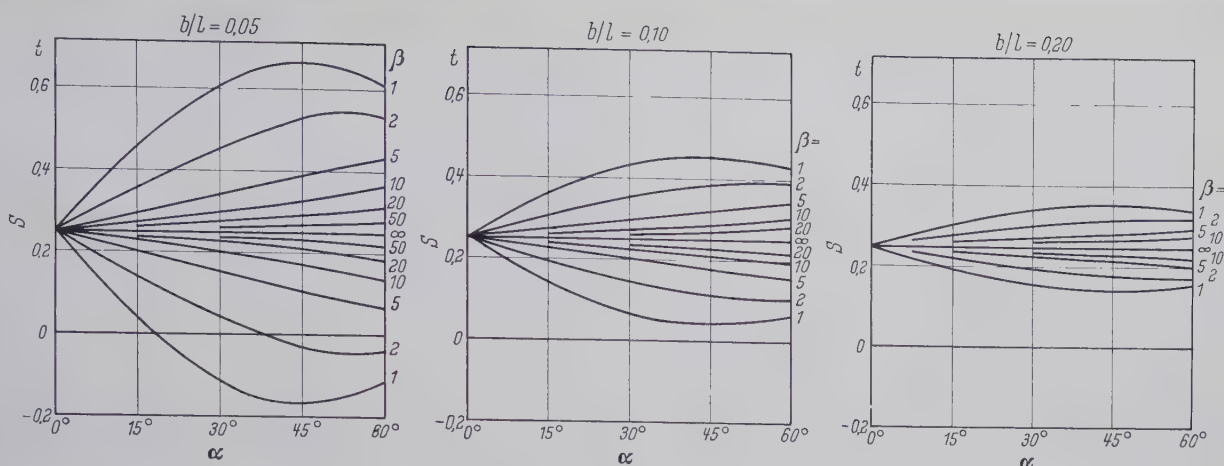


Bild 7. Schubkräfte S an der spitzen (untere Kurvenscharen) und stumpfen (obere Kurvenscharen) Ecke eines schiefen Hohlkastens unter Gleichstreckenlast in Abhängigkeit von den Werten α , β und b/l ; $q \cdot l = 1$

Ecken nicht zu beseitigen war. Eine solche Maßnahme wäre auch sehr gefährlich gewesen, denn sie hätte die Spannungen an den stumpfen Ecken nur noch höhergetrieben, statt das Bauwerk einer der Rechnung entsprechenden Beanspruchung zuzuführen. Diese Sollbeanspruchung läßt sich nachträglich nur durch Anheben an den spitzen Ecken unter Inkaufnahme einer größeren Verwindung erreichen.

Nun tritt aber zu Beginn einer Berechnung die Frage auf, ob eine schiefe Brücke als solche berechnet werden muß oder ob auf eine genaue Berechnung mit erhöhtem Arbeitsaufwand verzichtet werden kann, weil der Einfluß der Schiefe im ungünstigsten Fall nur wenige Prozent ausmacht. Wie wir schon oben sahen, haben die Werte b/l , α und β den bedeutendsten Einfluß. Der Winkel α ist durch die äußeren Abmessungen gegeben. Das Verhältnis b/l wird durch die Konstruktion bestimmt. So bleibt als wesentliche Unbekannte noch der Wert β . Einen Anhalt für diesen Wert β mag die Tafel 1 geben.

Tafel 1. Werte β für verschiedene Anordnung der Hohlkästen

	Stahlblechfahrbahn und Verbundträger	Spannbeton- und Betonbrücken
Ein vollständig geschlossener Hohlkasten, evtl. mit zusätzlichen längslaufenden Innenstegen	1 bis 2	0,8 bis 1,5
Mehrere einzelne, jeweils vollständig geschlossene Hohlkästen mit zwischenliegenden unten offenen Bereichen	2 bis 8	1,2 bis 4
Ein Hohlkasten aus zwei oder mehr längslaufenden Stegblechen und unterem, auf die ganze Breite durchgehendem, Fachwerkverband an Stelle eines Bodenbleches	4 bis 10	
Mehrere einzelne Hohlkästen, jeder mit einem Verband statt eines Bodenbleches	8 bis 40	

Abweichungen von diesen Werten sind immer möglich, die Tafel 1 wird aber in den meisten Fällen einen guten Richtwert liefern.

Die praktische Ermittlung von Einflußfeldern für schiefe Hohlkästen

Weiter oben wurde schon gesagt, daß die Ermittlung der ungünstigsten Schnittkräfte praktisch nur über die Aufstellung der Einflußfelder möglich ist. Die Einflußfelder zeigen nämlich, daß die Lastscheiden bei schiefen Hohlkästen im Gegensatz zu geraden Hohlkästen nicht mehr gerade verlaufen. Wollte man ohne Einflußfelder auskommen, so müßte man in jedem Querschnitt mit einer anderen Querverteilungslinie rechnen. Die Unterschiede sind dabei auch bei Einfeldträgern sehr beträchtlich.

Um diese Unterschiede in der Querverteilung zu verdeutlichen, seien deshalb für den in Bild 8 dargestellten Verbundträger verschiedene Einflußfelder ermittelt und den Einflußfeldern einer geraden Brücke gleicher Abmessungen gegenübergestellt. Für die Darstellung werden Höhenschichtlinienpläne benutzt, ähnlich den Darstellungen für die Momenteneinflussfelder elastischer Platten. Diese Darstellung ist, wie die Berechnung isotroper Platten zeigte, sehr übersichtlich und gibt dadurch sehr schnell einen Anhalt für die ungünstigste Laststellung.

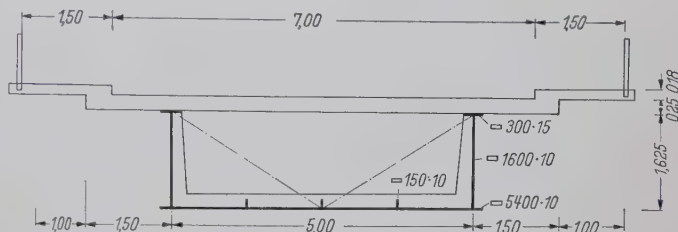


Bild 8. Querschnitt eines Verbundträgers

Für den dargestellten Querschnitt wird mit

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2, \quad E_b = 350000 \text{ kg/cm}^2, \\ G_s = 810000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad G_b = 150000 \text{ kg/cm}^2$$

für den Gesamtquerschnitt

$$J, \text{ bezogen auf Stahl, } 19100000 \text{ cm}^4, \\ J_D, \text{ bezogen auf Stahl, } 31900000 \text{ cm}^4.$$

Daraus ergibt sich $\beta = 1,56$.

Bei der Wahl des statisch bestimmten Hauptsystems entsprechend Bild 1 wird für $X_a = 1$

$$\text{das Biegemoment } M_a = 5,0 \\ \text{und das Drehmoment } D_a = 5,0.$$

Daraus, EJ -fach,

$$\delta_{aa} = 5,0^2 \cdot 50 + 5,0^2 \cdot 50 \cdot \frac{2,10 \cdot 10^6}{0,81 \cdot 10^6} \cdot \frac{19,1 \cdot 10^6}{31,9 \cdot 10^6} = 3200.$$

Das Einflußfeld für die Lagerkraft an der spitzen Ecke erhalten wir, wenn wir die Biegelinien und Verdrehungen unter $X_a = -1/\delta_{aa}$ bestimmen.

Zur Ermittlung der Biegelinie denken wir uns den Träger zuerst in den Punkten E und F (vgl. Bild 2) frei drehbar gelagert und durch das Moment $M = -M_a/\delta_{aa}$ belastet. Für diesen Lastfall wird in Brückenmitte ($x/l = 0,5$)

$$\bar{w}_{0,5} = -5,0 \cdot \frac{50^2}{8} \cdot \frac{1}{3200} = -0,488.$$

Die Biegelinie ist im Bereich \overline{EF} eine Parabel. Für die Zehntelpunkte sind die Biegeordinaten in der nachfolgenden Tafel 2 zusammengestellt.

Tafel 2.
Zusammenstellung der Biegeordinaten \bar{w} , \tilde{w} , w_1 .

x/l	\bar{w}	\tilde{w}	w_1
0,0	0,000	0,000	0,000
0,1	-0,176	0,050	-0,126
0,2	-0,312	0,100	-0,212
0,3	-0,410	0,150	-0,260
0,4	-0,469	0,200	-0,269
0,5	-0,488	0,250	-0,238
0,6	-0,469	0,300	-0,169
0,7	-0,410	0,350	-0,060
0,8	-0,312	0,400	+0,088
0,9	-0,176	0,450	+0,274
1,0	0,000	0,500	0,500

Aus der Anschauung gewinnen wir die Ordinaten \tilde{w} im Punkte E zu 0,500. Wir denken uns dazu den Träger um eine horizontale Achse, senkrecht zu EF in F , gedreht. Die Ordinaten w_1 (aus der Biegung alleine) ergeben sich dann zu $w_1 = \bar{w} + \tilde{w}$.

Um das Einflußfeld selbst auftragen zu können, benötigen wir noch die Anteile aus der Verdrehung. Auch hier gehen wir wieder in mehreren Schritten vor. Die Verdrehung ϑ_0 sei als positiv bezeichnet, wenn sie in der Achse $A-C$ (nach Bild 2) positive Ordinaten ergibt.

Zuerst ermitteln wir die Verdrehung ϑ . Wir erhalten sie, wenn wir das Drehmoment $D = -5/\delta_{aa}$ wirken lassen und dabei den Träger in E frei drehbar gelagert, in F fest eingespannt denken. Im Punkt $x/l = 1,0$ ergibt sich hierbei

$$\vartheta_0 = -5 \cdot 50 \cdot \beta / 3200 = -0,1219.$$

Unter der obengemachten Annahme für \bar{w} senkte sich der Träger in A und D um das Maß

$$\bar{w}' = +5/3200 \cdot 50/2 \cdot a/2 = +0,0392 \cdot a/2.$$

In B und C hob er sich um das gleiche Maß.

Drehen wir nun den Träger um seine Mittelachse (EF) um den Winkel

$$\bar{\vartheta} = -0,0392 a/b,$$

so ergeben sich in den Punkten A und B zusammen mit den Ordinaten \bar{w} die Werte Null.

Unter der Verformung \tilde{w} ergaben sich in A die Ordinate

$$\tilde{w}_A = -0,5/l \cdot a/2$$

und in B

$$\tilde{w}_B = +0,5/l \cdot a/2.$$

Diese beiden Werte gleichen wir durch eine Drehung

$$\bar{\vartheta} = 0,5/l \cdot a/2 \cdot 2/b = 0,010$$

um die Achse EF aus.

Die gesamte Drehung ergibt sich nun zu

$$\vartheta = \vartheta_0 + \bar{\vartheta} + \tilde{\vartheta}.$$

In der Tafel 3 sind die Werte ϑ für die Zehntelpunkte zusammengestellt. Aus diesen Verdrehungen ϑ erhalten wir am Rande

$$\Delta w = \pm \vartheta \cdot b/2$$

und daraus die Randordinaten (in den Achsen AC und BD) zu

$$w_{1,2} = w_1 \pm \Delta w.$$

Tafel 3. Ermittlung der Randordinaten

x/l	ϑ_0	$\bar{\vartheta}$	$\tilde{\vartheta}$	ϑ	Δw	w_1	w_2
0,0	-0,0000	-0,0391	+0,0100	-0,0291	$\pm 0,073$	+0,073	-0,073
0,1	-0,0122	-0,0391	+0,0100	-0,0413	$\pm 0,103$	-0,023	-0,229
0,2	-0,0244	-0,0391	+0,0100	-0,0535	$\pm 0,134$	-0,078	-0,346
0,3	-0,0366	-0,0391	+0,0100	-0,0657	$\pm 0,164$	-0,096	-0,424
0,4	-0,0488	-0,0391	+0,0100	-0,0779	$\pm 0,195$	-0,074	-0,464
0,5	-0,0610	-0,0391	+0,0100	-0,0901	$\pm 0,225$	-0,013	-0,463
0,6	-0,0731	-0,0391	+0,0100	-0,1022	$\pm 0,256$	$\pm 0,087$	-0,425
0,7	-0,0853	-0,0391	+0,0100	-0,1144	$\pm 0,286$	$\pm 0,226$	-0,346
0,8	-0,0975	-0,0391	+0,0100	-0,1266	$\pm 0,317$	+0,405	-0,228
0,9	-0,1097	-0,0391	+0,0100	-0,1388	$\pm 0,347$	+0,621	-0,073
1,0	-0,1219	-0,0391	+0,0100	-0,1510	$\pm 0,378$	+0,878	+0,122

Um das Einflußfeld als Höhenschichtlinienplan aufzeichnen zu können, tragen wir zuerst die einzelnen Längs- und Querschnitte auf und ermitteln daraus die Lage der Höhenschichtlinien. Bild 9 a zeigt das Einflußfeld für die Lagerkraft A (spitze Ecke).

Betrachten wir nun dieses Einflußfeld, so stellen wir fest, daß weder die 0-Linie genau durch die Lagerpunkte B , C und D geht, noch die Linie 1,0 genau durch den Punkt A . Man könnte daraus voreilig folgern, daß in der Zahlenrechnung ein Fehler unterlaufen sei. Die Ursache ist aber in der indirekten Belastung der Lager zu suchen. Entsprechend den Annahmen (Bild 2) wird eine über dem Lager stehende Last zuerst zur Mittelachse und von dort über den starren Endquerträger zum Lager geleitet. Dabei entstehen im Träger Momente und Verformungen, die auf Grund des statisch unbestimmten Systems auch an den anderen Lagern Reaktionen hervorrufen. Der Fehler ist aber gering. Eine genaue Berechnung mit den vorliegenden Annahmen ergab für die Lager B bis D die Ordinaten $+0,023$ (statt 0,0) und für Lager A $+1,023$ (statt 1,00). Man kann

diesen Fehler vermeiden, wenn man das Hauptsystem entsprechend Bild 1 wählt. Die Durchrechnung eines Brückenbauwerkes unter Zugrundelegung dieses Systems ergab jedoch eine erhebliche Mehrarbeit, die sich wegen der kleinen Ungenauigkeit nur selten lohnen dürfte. So müssen dann z. B. die dreieckförmige Spitze und der veränderliche Verlauf der Momente und Steifigkeiten berücksichtigt werden. Nicht zuletzt spielt bei der Entscheidung, welches System der Rechnung zu Grunde gelegt werden soll, auch die konstruktive Ausbildung der spitzen Brückenenden eine Rolle.

Aus dem Einflußfeld für die Lagerkraft A (X_a) können wir nun das Einflußfeld für die Lagerkraft B (stumpfe Ecke) in bekannter Weise gewinnen.

Es ist allgemein

$$w_B = w_{B0} - \delta_{a0} w_A,$$

$$\vartheta_B = \vartheta_{B0} - \delta_{a0} \vartheta_A.$$

Als 0-System benutzen wir das statisch bestimmte Hauptsystem. Wir drehen den Träger um die Achse $C-D$ bis wir in der Achse $A-B$ die Ordinate 1 erhalten. Daraus bekommen wir dann

$$w_{B0} = x/l,$$

$$\vartheta_{B0} = -\frac{a}{l \cdot b} = -0,0200 \quad (l = 50; a = b),$$

$$\delta_{a0} = 1,0.$$

Die einzelnen Ordinaten wurden wieder für die Zehntelpunkte berechnet und mittels der Längs- und Querschnitte das Einflußfeld ermittelt. Dieses ist in Bild 9 b dargestellt. Um einen Vergleich mit den Werten einer geraden Brücke zu ermöglichen, wurde auch für diese das Einflußfeld einer Lagerkraft aufgestellt. Es ist in Bild 9 c wiedergegeben. Beim Vergleich der drei Einflußfelder 9 a bis 9 c erkennen wir deutlich den großen Einfluß der Schiefe auf die Lagerkräfte. Während bei der geraden Brücke die 0-Linie als Gerade von Lager B zum Lager C verläuft, hat sie bei der schiefen Brücke einen geschwungenen Verlauf. Bei der Lagerkraft für die stumpfe Ecke liegt die 0-Linie in einem großen Teil ihrer Länge außerhalb des Brückenbereiches.

Entsprechend dem ganz anderen Verlauf der Höhenschichtlinien ergeben sich bei der Auswertung auch wesentlich andere Werte. Das gilt besonders dann, wenn wir nur Flächen gleichen Vorzeichens belasten. Für eine Belastung nach DIN 1072, Kl. 45 und für Eigengewicht ergibt die Auswertung der Einflußfelder nach Bild 9 a bis 9 c ($g = 7,5 \text{ t/m}$):

	A_g t	max A_p t	min A_p t
gerade Brücke	93,8	93,8	- 7,2
schiefe Brücke stumpfe Ecke	205,0	154,1	- 0,8
schiefe Brücke spitze Ecke	- 17,5	44,1	- 54,2

In gewohnter Weise können aus dem Einflußfeld für die statisch Unbestimmte X_a (Lagerkraft A) auch die weiteren Einflußfelder für die Momente, die Quer- und Schubkräfte usw. ermittelt werden. In Bild 10 a und b wurden die Einflußfelder für die Momente in Brückenmitte, in Bild 11 für den Punkt $x/l = 0,8$ dargestellt. Die Bilder 12 a bis c zeigen schließlich die Einflußfelder für die Schubkräfte in den Stegblechen im Punkt $x/l = 1,0$. Diese Schubkräfte setzen sich zusammen aus den Anteilen für die Querkraft und für das Torsionsmoment. Dabei wurde vereinfachend angenommen:

$$\text{Schubkraft } S = Q/2 \pm M_D/2b \text{ mit } b = 5,0 \text{ m.}$$

An der Stelle $x/l = 1,0$ ist

$$Q = A + B.$$

$$M_D = (A - B) \cdot b/2.$$

Damit wird

$$S = (A + B)/2 \pm (A - B)/4.$$

$$S_1 = 3A/4 + B/4,$$

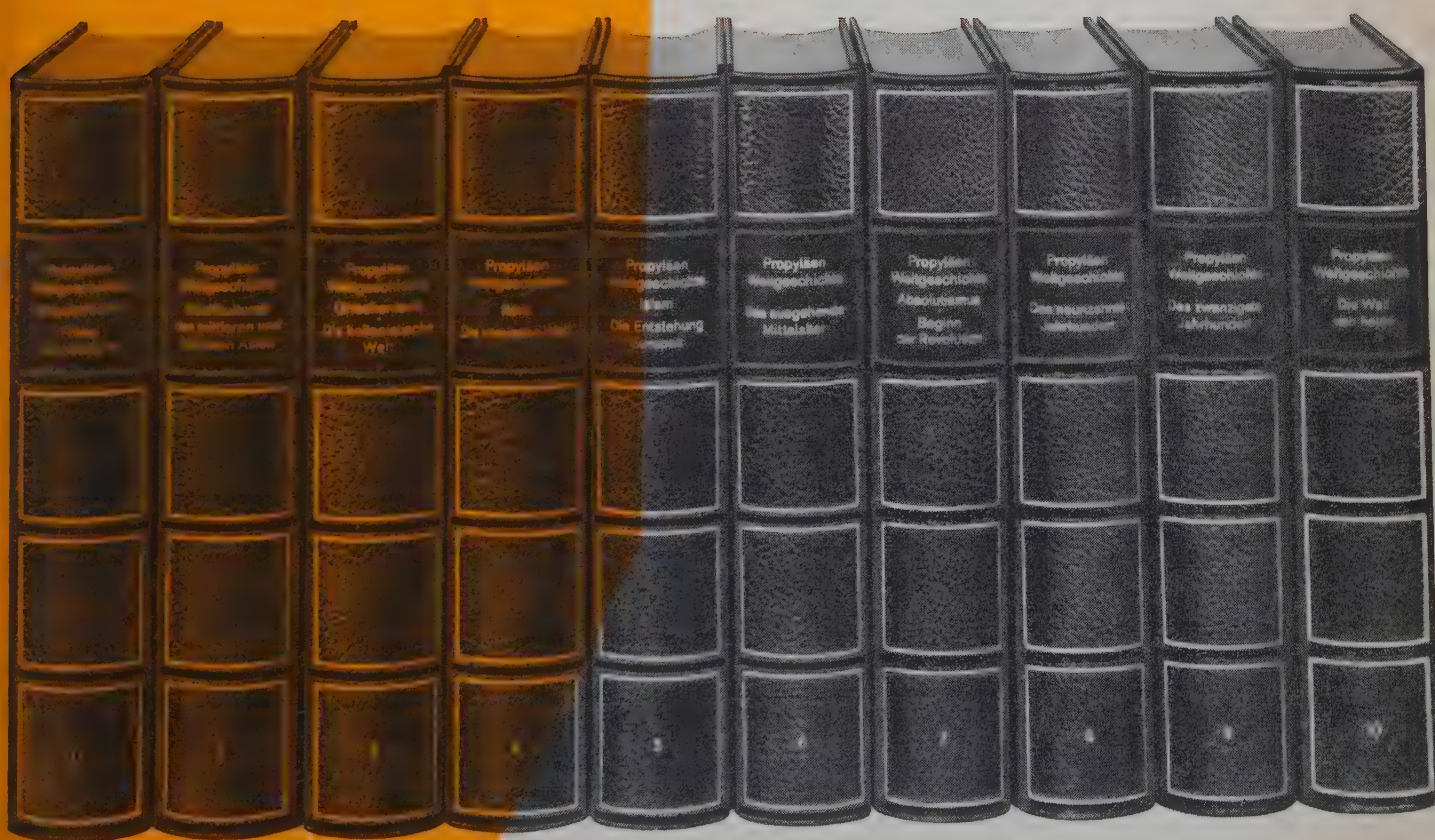
$$S_2 = A/4 + 3B/4.$$

Das Einflußfeld der Schubkraft S_1 ergibt nicht die maximale, an diesem Stegende auftretende Schubkraft, da der Bezugspunkt nicht am Ende des Stegbleches liegt. Ermittelt man aber noch die Schubkräfte für Zwischenpunkte, so kann man aus dem Verlauf im

*Einladung zur Subskription zum ermäßigten
Vorbestellpreis*

Herausgegeben
von
Professor Golo Mann

PROPYLÄEN WELTGESCHICHTE



Bestellungen an ELITE-VERLAG ERNST HEYER · ESSEN

Über den Herausgeber

Professor Dr. Golo Mann wurde am 27. 3. 1909 in München als zweiter Sohn Thomas Manns geboren. Er studierte Geschichte und Philosophie in Heidelberg und promovierte 1932 bei Karl Jaspers mit einer Arbeit über Hegel. Nachdem er einige Jahre als Lektor an französischen Universitäten tätig gewesen war, ging er in die Vereinigten Staaten. Er ist heute Professor der Geschichte am Claremont Men's College in Kalifornien und gleichzeitig Gastprofessor an der Universität Münster. Golo Mann ist als wissenschaftlicher Autor und scharfsinniger Essayist vor allem durch seine Bücher „Friedrich von Gentz“ (1946), „Vom Geist Amerikas“ (1954), „Deutsche Geschichte des 19. und 20. Jahrhunderts“ (1958), durch zahlreiche Essays und als Mitarbeiter an dem biographischen Werk „Die Großen Deutschen“ bekannt geworden.

Das Wort Goethes, jede Generation müsse die Geschichte neu schreiben, hat in der heutigen Zeit besondere Geltung. Nicht nur, daß neue Feststellungen, neue Kenntnisse und Erkenntnisse das historische Wissen ständig bereichern — auch die Perspektiven verändern sich. Wir sehen die Weltgeschichte heute nicht mehr vorwiegend europäisch, Europa nicht mehr als den Mittelpunkt der Welt. Das eigentlich Politische, Regierungs- und Verfassungsfragen, Diplomatie, Kriege, Grenzziehungen sind nicht mehr ausschließlicher Gegenstand der Geschichtsschreibung. Wir stehen stärker denn je unter dem Eindruck, daß unsere eigene Zeit von allen anderen Epochen wesentlich verschieden ist, daß wir eine Krise der Menschheitsgeschichte durchleben, für die es in der Vergangenheit wenige Beispiele gibt. Das alles mußte bei der Planung des universalgeschichtlichen Werkes berücksichtigt werden.

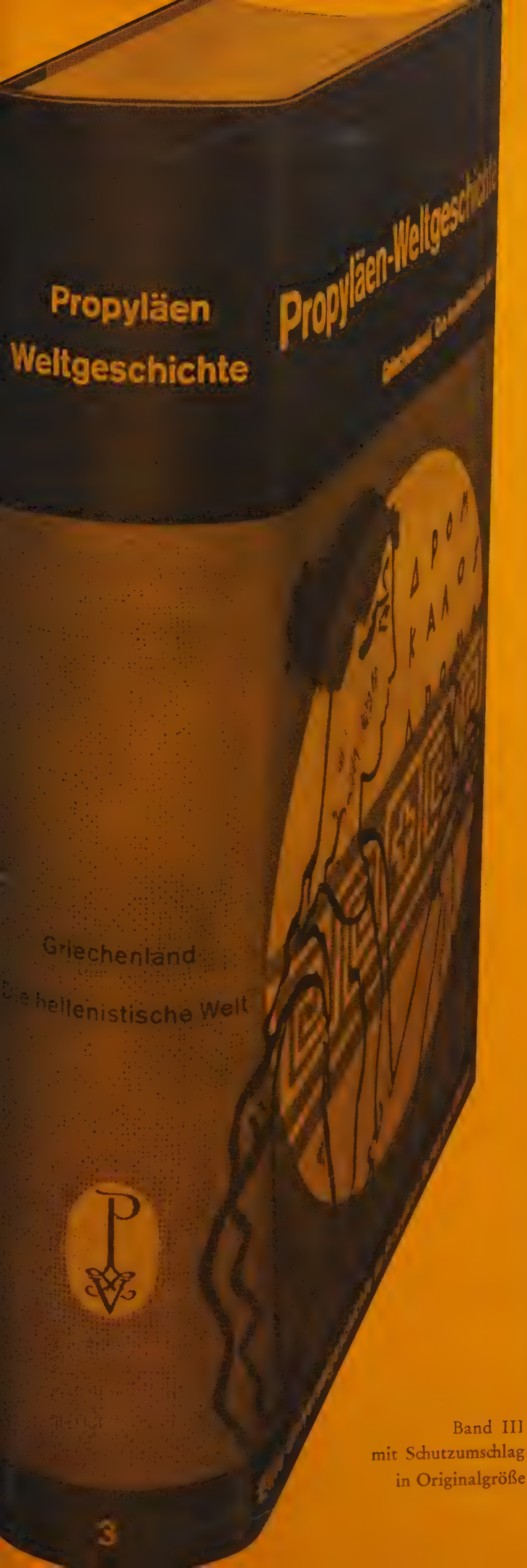
Es gliedert sich in drei Teile: der erste umfaßt die Periode von den frühesten Anfängen der Menschheit bis zum Untergang Roms, der zweite die vom Siegeszug des Islam bis zur demokratischen Revolution in Nordamerika, der letzte reicht bis in unsere Gegenwart. Dem Aufstieg und dem besonderen Schicksal Europas sind von insgesamt zehn Bänden etwa drei gewidmet, wobei Europa und Amerika, die beiden Schauplätze der Entfaltung westlicher Zivilisation in neuerer Zeit, in enger Beziehung zueinander behandelt werden. Um so mehr Raum bleibt für die Geschichte der europäischen Hochkulturen sowie Asiens in alter und neuester Zeit. Die neuere Geschichte des Abendlandes wurde nicht nach Ländern oder Nationen unterteilt, aus der Erkenntnis, daß etwa Frankreich, Deutschland, Italien im 19. und 20. Jahrhundert wesentlich dieselben, nur regional anders getönte Erfahrungen zu bewältigen hatten und die „Feindschaft“ zwischen diesen Nationen auf einem unfruchtbaren Mißverständnis beruhte. Statt dessen bietet das Werk gesonderte Darstellungen der gesellschaftlichen und wirtschaftlichen Entwicklung, des Fortschreitens der Wissenschaft, der Literatur, der philosophischen und religiösen Ideen: Im Zentrum steht immer der Mensch als ein nicht bloß wirtschaftendes und politisches, sondern auch als forschendes und gestaltendes, als geistiges Wesen.

Dem Geist und Plan der neuen Propyläen-Weltgeschichte entspricht es, daß ihre Autoren aus vielen Ländern kommen: aus Deutschland, der Schweiz, England, Frankreich, den Vereinigten Staaten und aus Indien; hervorragende Sachkenner der einzelnen Fragenkomplexe kommen zu Wort.

Die so erreichte Vielfalt der Ansichten und Akzente entspricht dem Bemühen der modernen Historiographie, die Geschichte frei von Vorurteilen zu betrachten, ohne auf ein selbstständiges Urteil zu verzichten. Verlag und Herausgeber sind sich bewußt, daß die Wahrheit viele Aspekte hat und daß eine historische Darstellung nicht nur Tatsachen, sondern auch Gedanken wiedergeben und zu eigenen Gedanken anregen soll — daß die Freiheit des Menschen in der Geschichte immer ein zu verehrendes Geheimnis bleibt.

Die Autoren der
zunächst erscheinenden
Bände VIII, IX, X

Prof. Raymond Aron, Sorbonne Paris · *Prof. Wolfgang Bargmann*, Universität Kiel · *Prof. Geoffrey Barraclough*, The Royal Institute of International Affairs, London · *Dr. Richard Benz*, Heidelberg · *Prof. Pierre Bertaux*, Université Lille · *Prof. Karl Dietrich Bracher*, Universität Bonn · *Prof. Goetz Briefs*, Georgetown University · *Prof. Wolfgang Franke*, Harvard University und Universität Hamburg · *Prof. Hans Freyer*, Universität Münster · *Prof. Jacques Freymond*, Universités Lausanne et Genève · *Prof. Ralph H. Gabriel*, Yale University · *Prof. Hans W. Gatzke*, Johns Hopkins University · *Prof. Walther Gerlach*, Universität München · *Prof. Valentin Gittermann*, Universität Zürich · *Dr. Arkadij R. L. Gurland*, Berlin · *Prof. Hubert Herring*, Claremont College and Pomona College · *Prof. Hans Herzfeld*, Freie Universität Berlin · *Prof. Hans Kienle*, Universität Heidelberg · *Prof. Paul F. Langer*, University of Southern California · *Prof. Theodor H. von Laue*, University of California · *Prof. Golo Mann*, Claremont College, Cal. · *Prof. Gabriel Marcel*, Paris · *Prof. Henry Meyer*, Claremont College, Cal. · *Prof. Robert Nöll von der Nahmer*, Universität Mainz · *Prof. Richard Nürnberger*, Universität Göttingen · *Prof. Robert R. Palmer*, Princeton University · *H. E. Prof. Kavalam Madhava Panikkar*, University Aligarh, Ambassador of India in Paris · *Dr. Max Rychner*, Zürich · *Prof. Carlo Schmid*, Universität Frankfurt/M. · *Prof. Hugh Seton-Watson*, University London · *Prof. Alfred Verdross*, Universität Wien · *Prof. Herschel Webb*, Columbia University · *Prof. Alfred Weber* †, Universität Heidelberg.



Für die Bezieher des Gesamtwerkes gelten bei sofortiger Bestellung bis auf Widerruf folgende Vorzugsbedingungen:

HALBLEDER-AUSGABE

dunkelbrauner Lederrücken, graphitgrauer Leinenbezug, echte Goldprägung auf russisch-grünem Rückenschild, mit mehrfarbigem Schutzumschlag sowie Schutzkarton

bei Barzahlung DM 75,— jeder Band

bei Teilzahlung DM 82,50 jeder Band

GANZLEINEN-AUSGABE

graphitgrauer Ganzleinenband, echte Goldprägung auf englisch-rotem Rückenschild, mit mehrfarbigem Schutzumschlag sowie Schutzkarton

bei Barzahlung DM 68,— jeder Band

bei Teilzahlung DM 74,80 jeder Band

Nach Erlöschen der Subskription tritt für beide Ausgaben ein um mindestens 10 Prozent höherer Normalpreis in Kraft. Die angegebenen Preise gelten gleichmäßig für alle zehn Bände, wenn nicht unvorhersehbare wirtschaftliche Umstände den Verlag zu einer Neufestsetzung veranlassen. Die prozentuale Verbilligung bei Bestellung zum Subskriptionspreis bleibt auf alle Fälle gewährleistet.

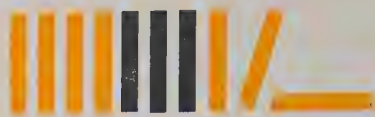
Als erster Band der „Propyläen-Weltgeschichte“ wird der Band VIII („Das 19. Jahrhundert“) im Frühjahr 1960 erscheinen. Ihm folgen in Abständen von jeweils sechs Monaten die Bände IX, X, I, II, III, IV, V, VI und VII, voraussichtlich in dieser Reihenfolge.

Die vorbildliche Propyläen-Ausstattung, bereits von den vorangegangenen drei Ausgaben der „Weltgeschichte“ des Verlages und der „Propyläen-Kunstgeschichte“ rühmlich bekannt, wird auch der neuen „Propyläen-Weltgeschichte“ die besondere Note verleihen. Das Werk wird zehn Bände im Großformat 18×26 cm mit insgesamt weit über 6000 Druckseiten umfassen. Jeder Band enthält etwa 110 einfarbige Abbildungen auf Kunstdruckpapier, 16 vierfarbige Kunstdrucktafeln sowie mehrere Faksimile- und Kartenbeigaben. Als Vorlagen dienen zeitgenössische Bilder, Stiche, Holzschnitte, Gemälde, Plastiken sowie Aufnahmen, die zum Teil aus neu erschlossenen Quellen zusammengetragen wurden. Sie werden ebenso wie die Faksimiles in hervorragender Technik wiedergegeben. Das Werk ist auf bestem Papier gedruckt. Die Bände enthalten neben einer Gesamtzeittafel mehrere Spezialzeittafeln und ein ausführliches Register.

Band III
mit Schutzumschlag
in Originalgröße

Aufbau des Gesamtwerkes siehe Seite 4 ►

Der Aufbau des Werkes



Von den Anfängen bis zum Niedergang Roms

Band I Vorgeschichte · Frühe Hochkulturen

Einleitung zum Gesamtwerk · Die Stellung des Menschen im Kosmos · Das Werden des Menschen · Der primitive Mensch · Paläolithikum · Neolithische Kulturen · Ägypten · Sumer · Babylon, Hethiter.

Band II Hochkulturen des mittleren und östlichen Asien

Assyrien, Neu-Babylonisches Reich · Iran bis zu den Sassaniden · Altes Arabien · Israel · Indien bis zum Einbruch des Islam · China im Altertum · Über den Ursprung und die Ähnlichkeit der Hochkulturen.

Band III Griechenland · Die hellenistische Welt

Der Ursprung und Hintergrund der griechischen Geschichte · Hellas · Die hellenistische Welt · Das hellenische Erbe · Von Hellas bis China · Über den Sinn und die Wahrheit aller höheren Religionen.

Band IV Rom · Die römische Welt

Italien und Rom · Der Aufstieg zur Weltherrschaft · Das Zeitalter der Revolution · Das Römische Kaiserreich · Das Christentum · Verfall des Römischen Reiches im Westen · Die Völkerwanderung · Das Römische Reich im Osten (Byzanz) · Über die Entstehung und den Verfall der Weltreiche.

Vom Siegeszug des Islam bis zur demokratischen Revolution

Band V Islam · Die Entstehung Europas

Der Islam; seine Expansion im Nahen und Mittleren Osten, Afrika, Spanien · Die Entstehung Europas · Der Geist des Mittelalters · Die slawische Welt · Rußland im Mittelalter · Europas Krise im 14. Jahrhundert · Elemente der Einheit der europäischen Zivilisation.

Band VI Das ausgehende Mittelalter

Das präkolumbische Amerika · Indien und Südost-Asien im Mittelalter · China im Mittelalter · Europa im 15. Jahrhundert · Die Kultur der Renaissance (Gesellschaft, Handwerk, Kunst, Wissenschaft, Literatur in Italien, Frankreich, Deutschland, England) · Reformation und Gegenreformation.

Band VII Absolutismus · Beginn der Revolution

Europa und die spanische Hegemonie · Ursprünge der modernen Wissenschaft; von den Anfängen bis ins 18. Jahrhundert · Die Staatenkrise Europas im 17. Jahrhundert; der Dreißigjährige Krieg · Die englische Revolution · Das Zeitalter Ludwigs XIV. · Der europäische Geist im Kampf gegen den Absolutismus · Die europäische Staatenwelt im 18. Jahrhundert und die Europäisierung der Erde · Geist der Aufklärung · Friedens-Utopien · Geschichte der europäischen Musik bis zu Beethoven · Die amerikanische Unabhängigkeit.

Die Geschichte der modernen Zeit

Band VIII Das 19. Jahrhundert

Einfluß der amerikanischen Revolution auf Europa · Zeitalter der französischen Revolution und Napoleons · Die romantische Geistesbewegung · Fortschritte der Naturwissenschaft · Wirtschaftliche und gesellschaftliche Entwicklung · Der Roman als Ausdruck der gesellschaftlichen Entwicklung · Politische Entwicklung Europas und Amerikas von 1815 bis 1871 · Rußland im 19. Jahrhundert · Japan 1850 bis 1890 · Afrika bis zum Kommen der Europäer · Die Entwicklung des Völkerrechts · Das europäische Gleichgewicht und der neue Imperialismus, 1871 bis 1898.

Band IX Das 20. Jahrhundert

Neue Wissenschaft (Physik und Chemie, Astronomie, Medizin und Psychologie, Anthropologie und Biologie, Soziologie) · Das Zeitalter des Imperialismus, 1898 bis 1914 · Erster Weltkrieg und Friede von Versailles · Die russische Revolution, von Lenin zu Stalin · Asien nach dem Krieg · Isoliertes Amerika · Europa und der Völkerbund · Weltwirtschaft und Weltwirtschaftskrise · Zusammenbruch des Versailler Systems und Zweiter Weltkrieg.

Band X Die Welt von heute

1945, Ideen und Realitäten · Chinesische Revolution · Neue Staaten · Nationalismus in Asien und Afrika · Rußland und Osteuropa · Die Atlantische Welt · Südamerika · Weltdiplomatie, Fronten und Pakte · Die zweite industrielle Revolution · Die internationale Gewerkschaftsbewegung · Kultur und Gesellschaft · Religion in der Welt von heute · Ein Blick zurück.

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

29. Jahrgang Berlin, März 1960 Heft 3

Inhalt

Seite

Lewenton, Georg, Dipl.-Ing., Duisburg, und Schaefer,
Karl Heinz, Dipl.-Ing., Düsseldorf: Die Baukon-
struktion des Mannesmann-Hochhauses in Düsseldorf 65

Hoeland, Günter, Dr.-Ing., Wilhelmshaven: Der Kraft-
verlauf in schiefen Hohlkästen 77

Moheit, W., Dr.-Ing., Gustavsborg: Zur Ermittlung der
Lagerkräfte verschiedener Verschlüsse des Stahl-
wasserbaues 84

Verschiedenes:

Stahlbautagung Berlin 1960 96

Bücherschau 96

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
bar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen
einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,

für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.



Im Mittelpunkt

BÖHLER

Schweißelektroden

für hohe

Anforderungen



GEBR. BÖHLER & CO. AG. EDELSTAHLWERKE

Mannesmann-Hochhaus am Rhein

Mit seinen 24 Stockwerken
gehört das neue Hochhaus der Mannesmann AG
zu den höchsten Bürogebäuden Deutschlands.
Mannesmann-Firmen hatten einen wesentlichen Anteil
an den Lieferungen für dieses Projekt

Mannesmann Leichtbau stellte
die Stahlrohrgerüste für die
Rohbauarbeiten, die im unteren
Teil des Bauwerkes als
Standgerüste und in den oberen
Geschossen als Krägerüste
ausgebildet waren.



Stahlrohrstützen aus nahtlosen
Mannesmannrohren mit einer
Gesamtlänge von 3500 m bilden
das Skelett des fast 90 m hohen
Gebäudes. Zur Montage wurden
je Geschoss nur 3 Tage benötigt.



Mannesmann-Stahlblechbau
lieferte die scheibenförmigen
Wandelemente der Fassade aus
emailliertem Stahlblech,
die Tanks für das Teeröl der
Heizungsanlage, sowie die
Kessel für die Wasserdruck-
erhöhungs-Anlage und die
Wasseraufbereitung.

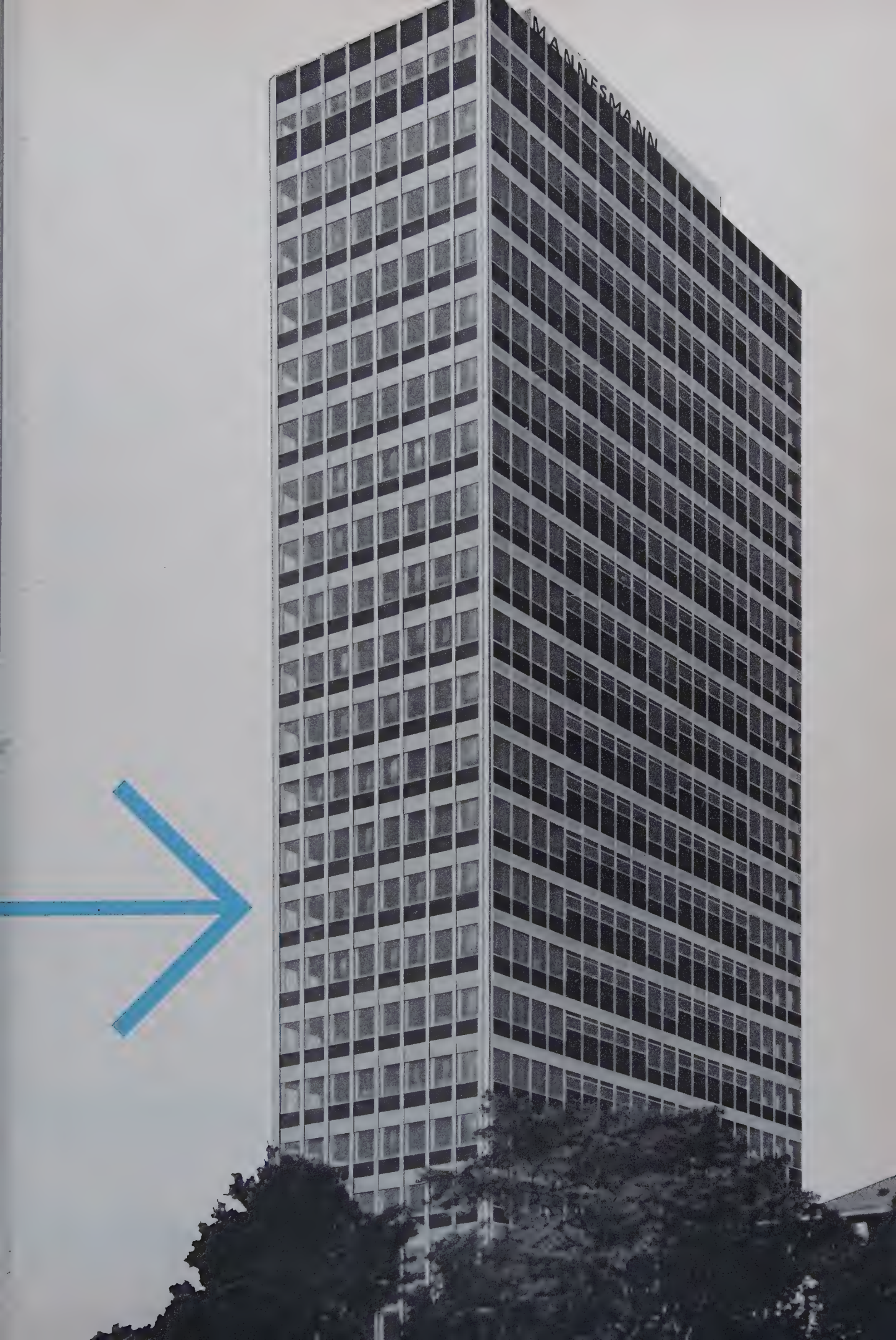


Für die Gebrauchswasser- und
Heizleitungen wurden 14 500 m
nahtlose Mannesmann-
Gewinderöhre, für die
Abwasserleitungen und die
Klimaanlage 4500 m Stahlrohre
der Mannesmann AG und der
Kronprinz AG eingebaut.

Seiffert-Heizkesselbau stellte die
3 YGNIS-Kessel der Heizungs-
anlage her, die wahlweise mit
festen Brennstoffen oder Teeröl
gefeuert werden können.
Mannesmann-Rohrleitungsbau
lieferte die Verteilerstationen
für die Heizungs- und
Klimaanlage.

Mannesmann Leichtbau lieferte
für die Fenster- und Fassaden-
reinigung zwei automatische
Schwebebühnen, die durch
einfache Druckknopfsteuerung
vom Fahrkorb aus zu jeder
Stelle der Fassadenflächen
gefahren werden können.





In den USA seit Jahren eine Selbstverständlichkeit, in Deutschland jetzt auch bewährt und zugelassen:

Was ist PERLITE?

PERLITE-Hand- und Maschinenputze für feuerbeständige Ummantelung von Stahlteilen

PERLITE ist ein bei Temperaturen von über 1000° expandiertes, vulkanisches Gestein mit Raumgewichten zwischen 60—90 kg/cbm und entsprechend günstigen Isoliereigenschaften. PERLITE hat geschlossene, mikrofeine Poren, ist nicht hygroskopisch, unbrennbar, chemisch neutral und unbegrenzt haltbar.

Auf Grund dieser und anderer Eigenschaften ist PERLITE der ideale, körnige Dämmstoff für Wärme-, Kälte- und Schallisierungen aller Art sowie der leichteste wärmeunempfindliche Zuschlagstoff mit geschlossenen Poren zur Herstellung von Leichtbetonen mit Raumgewichten zwischen 200—600 kg/cbm.

Lieferprogramm:

Loses PERLITE sowie sackfertige Trockenmörtel

Anwendungsgebiete u. a.:

Trockenschüttung unter schwimmenden Estrichen

Schüttgut in Hohlräumen, Zwischenwänden, Heizungskanälen usw.

Leichtmörtel für wärmedämmende, schwitzwasserbildungvermeidende und feuerbeständige Putze.

Mörtel für Leichtestriche und Gefälle-Leichtbetone zur Isolierung von ein- und zweischaligen Flachdächern.

Im Mannesmann-Hochhaus erhielten sämtliche Decken sowie ein Teil der Stützen als feuerbeständige Ummantelung einen gleichzeitig wärmenden PERLITE-Putz. Zahlreiche Wände und Decken des Betonkerns wurden zur Vermeidung von Schwitzwasserbildung sowie aus wärmetechnischen Gründen mit PERLITE geputzt. Um Gewicht zu sparen und einen hohen Wärmeschutz zu erhalten, besteht der Gefälle-Beton der Flachdachkonstruktion aus einem zementgebundenen PERLITE-Leichtestrich.

Am Beispiel des Mannesmann-Hochhauses beweist sich wieder einmal das, was für viele Architekten schon zu einer Selbstverständlichkeit geworden ist:

Bauisolierungen mit PERLITE sind moderne und wirtschaftliche Isolierungen von hoher Wirksamkeit.

Wollen Sie mehr über PERLITE wissen, fordern Sie bitte unsere Spezialprospekte, Gutachten und Sonderdrucke an. Geschulte Fachkräfte beraten Sie jederzeit unverbindlich.

Deutsche Perlite Gesellschaft mbH.,

Dortmund, Ostenhellweg 47 · Fernruf: 21354 und 22225

ab 1. 4. 1960 Dortmund, Hansastr. 101-105

STATISCHE TABELLEN

Berechnungsvorschriften mit Lastannahmen, Formel- und Tabellenwerten
für Bauten aus Holz, Stein, Stahl und Stahlbeton

1.—13. Auflage bearbeitet von

FRANZ BOERNER

14., bedeutend erweiterte Auflage völlig neu bearbeitet von

Dipl.-Ing. GERHARD JUNG

Mathematische Tabellen und Formeln — Festigkeitslehre und Statik — Lastannahmen für Bauten DIN 1055 — Mauerwerksbau DIN 1053 — Stahlbetonbau — Stahlbau — Holzbau — Grundbau — Brückenbau — Fliegende Bauten

Format DIN B 5 · XII/674 Seiten, mit 310 Bildern und 175 Zahlentafeln

Broschiert DM 48,— · Ganzleinen DM 52,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF · HOHENZOLLERN DAMM 169

DEUTSCHE
INDUSTRIE-MESSE
HANNOVER



24. APRIL —
3. MAI 1960

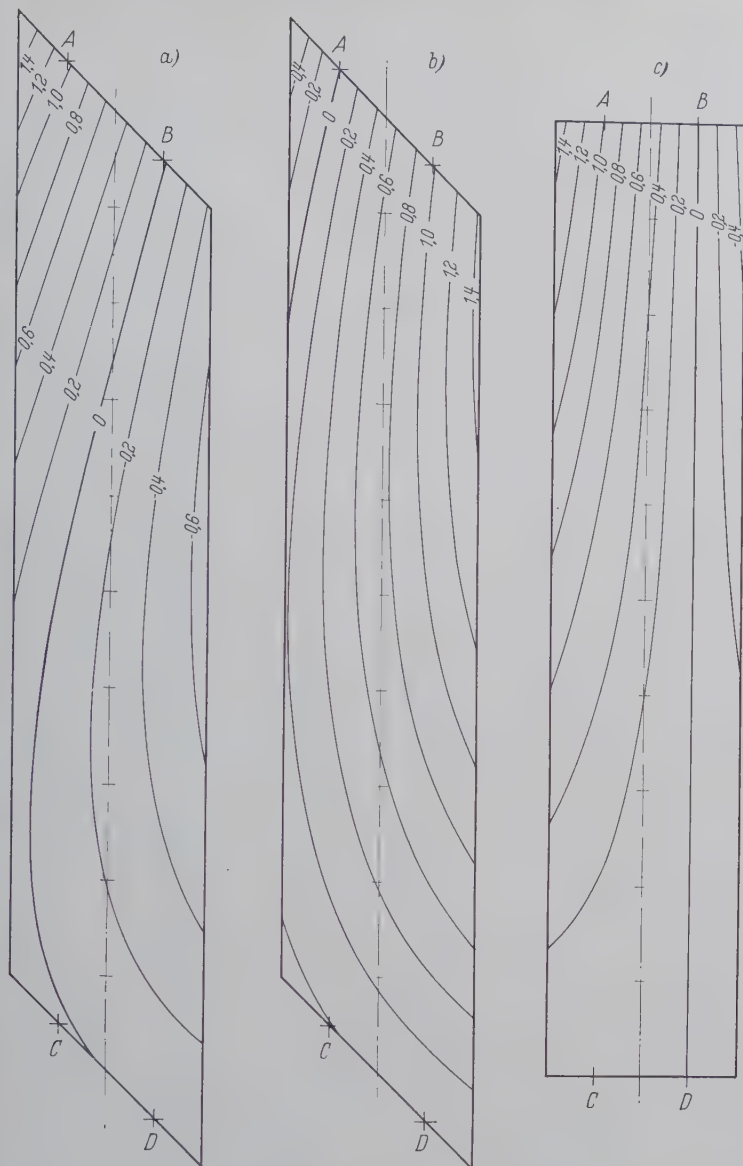


Bild 9. Einflußfelder für die Lagerkräfte.

- a) Spitze Ecke (Lager A); $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 1,56$, $b/l = 0,1$
b) Stumpe Ecke (Lager B)
c) Gerade Brücke zum Vergleich (Lager A)

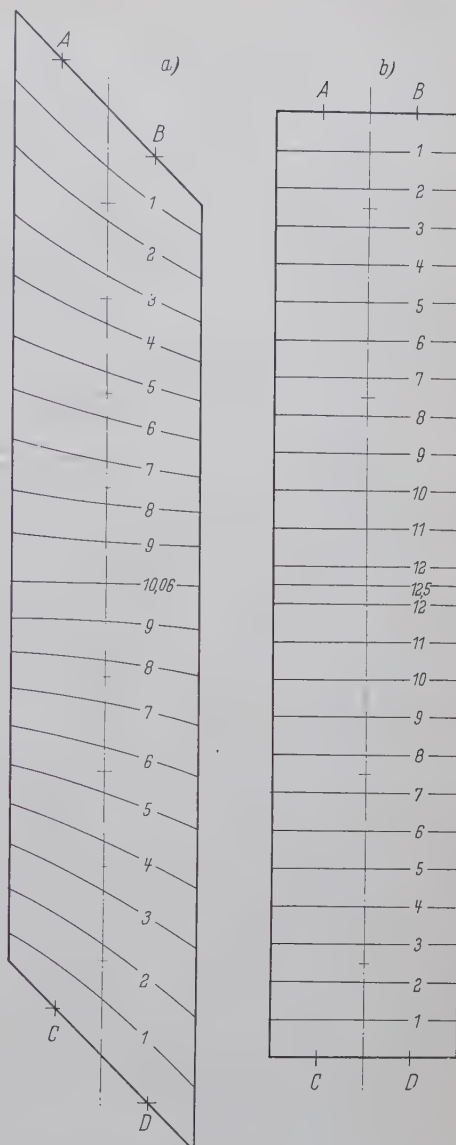


Bild 10. Einflußfelder für das Moment in Feldmitte.

- a) Schiefe Brücke; $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 1,56$, $b/l = 0,1$, $l = 50$ m
b) Gerade Brücke; $l = 50$ m

Zwischenbereich auch auf das Ende schließen. Das Einflußfeld für die Schubkraft S_2 dagegen wurde für einen Punkt ermittelt, der außerhalb des eigentlichen Brückenbereiches liegt. Es ist aber einfacher, für diesen außerhalb liegenden Punkt das Einflußfeld zu ermitteln und später den außerhalb liegenden Bereich unberücksichtigt zu lassen.

Die wenigen hier berechneten Einflußfelder zeigen schon sehr deutlich, wie die Schiefe eines Hohlkastens in Verbindung mit seiner Drehsteifigkeit den Kraftverlauf beeinflusst. Um das Bild besonders deutlich zu machen, wurden alle dargestellten Einflußfelder für die gleiche Belastung (Eigengewicht $g = 7,5$ t/m und Verkehrslast nach Klasse 45 der DIN 1072) ausgewertet. Dabei ergaben sich für die Momente in Brückenmitte und im Punkt $x/l = 0,8$:

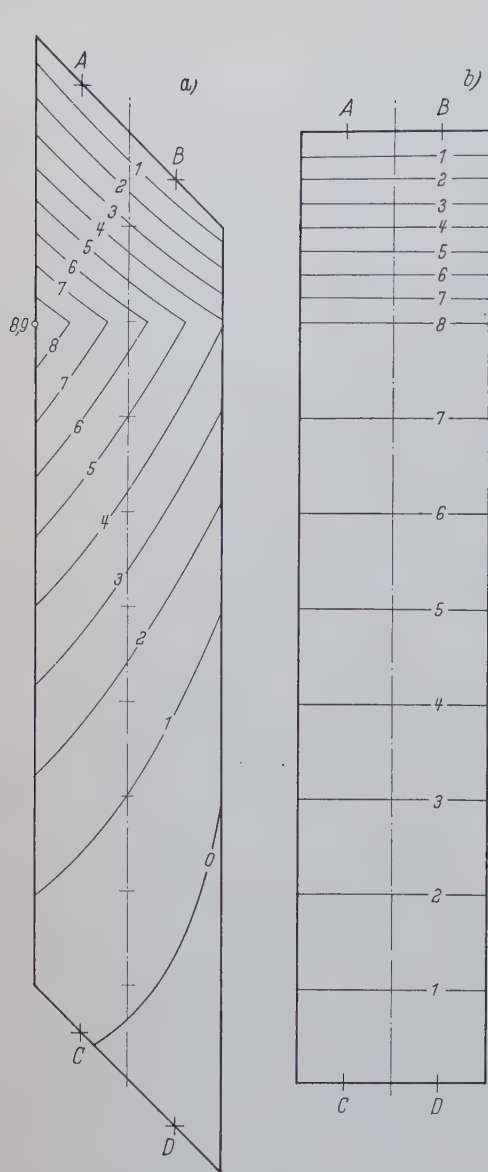
	Schiefe Brücke tm	Gerade Brücke tm
Eigengewicht $M_{0,5}$	1770	2340
Verkehrslast max $M_{0,5}$	1250	1620
Eigengewicht $M_{0,8}$	940	1500
Verkehrslast max $M_{0,8}$	750	1050

Entsprechend für die Schubkräfte:

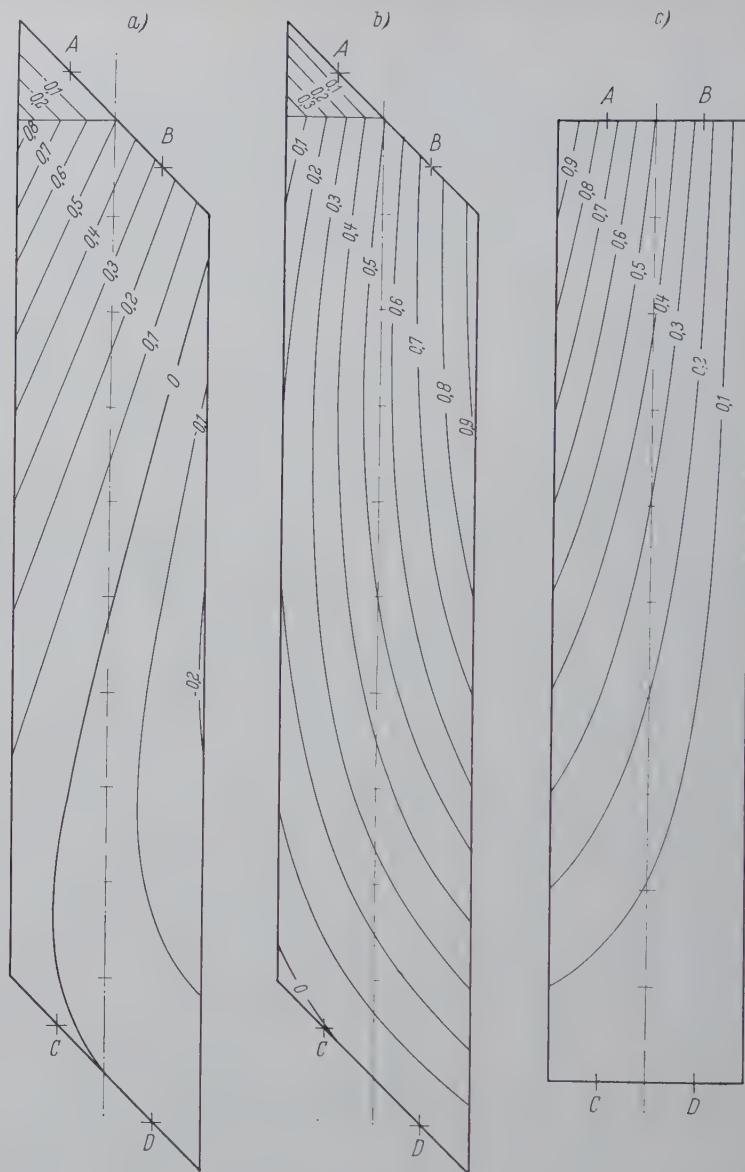
		Schiefe Brücke stumpfe Ecke spitze Ecke		Gerade Brücke t
		t	t	
Eigengewicht	$S_{1,0}$	149,4	38,2	93,8
Verkehrslast	max $S_{1,0}$	109,3	46,8	64,1
	min $S_{1,0}$	0	-11,3	0

Bei der Auswertung wurde angenommen, daß das gesamte Eigengewicht auf dem torsionssteifen Verbundträger ruht. Während bei einer einfeldrigen geraden Brücke, ebenso wie bei einer schiefen drehweichen Brücke, Schwinden, Kriechen und ungleichmäßige Erwärmung keine Lagerreaktionen hervorrufen, entstehen hier auch aus diesen Lastfällen Lagerkräfte.

Ihre Ermittlung sei ebenfalls näher erläutert. Einfach wird der Fall Schwinden, wenn wir annehmen, daß der Wert β konstant bleibt. Diese Annahme dürfte durchweg zulässig sein. Erscheint sie das nicht, so muß β für den Fall Schwinden besonders berechnet werden und daraus wieder $\delta_{a\alpha}$. Erscheint die Annahme zulässig, dann setzen wir das Moment M_{S_0} am statisch bestimmten Haupt-

Bild 11. Einflußfelder für das Moment im Punkt $x/l = 0,8$

a) Schiefe Brücke; $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 1,56$, $b/l = 0,1$, $l = 50$ m
b) Gerade Brücke; $l = 50$ m

Bild 12. Einflußfelder für die Schubkräfte im Punkt $x/l = 1,0$

a) Schiefe Brücke, neben der spitzen Ecke; $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 1,56$, $b/l = 0,1$
b) Schiefe Brücke, neben der stumpfen Ecke; $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 1,56$, $b/l = 0,1$
c) Gerade Brücke; $b/l = 0,1$

system an und ermitteln daraus δ_{a0} und $X_a = A$. Im vorliegenden Fall wird mit $M_{S0} = 282$ tm ($n = 13,5$ und $\varepsilon_S = 15 \cdot 10^{-5}$),

$$\delta_{a0} = 70\,600,$$

$$X_a = -70\,600/3200 = -22 \text{ t},$$

$$A = D = 22 \text{ t und}$$

$$B = C = 22 \text{ t},$$

$$M_S = 282 - 22 \cdot 5,0 = 172 \text{ tm}.$$

Für den Lastfall Kriechen ergibt sich unter den obigen Annahmen keine Umlagerung der Lagerkräfte, wenn alle Lasten bereits auf das statisch unbestimmte System aufgebracht wurden und keine Vorspannungen durch Spannglieder oder Lagersenkungen erzeugt wurden. Liegt aber z. B. eine Vorspannung der Fahrbahnplatte in Längsrichtung vor, so ruft sie infolge des Kriechens des Betons eine Umlagerung der Kräfte hervor.

Nehmen wir an, im Zeitpunkt $t = t_0$ sei die Betonplatte durch eine konstante Vorspannung $V = 500$ t in ihrer Schwerachse vorgespannt, dann ist zu diesem Zeitpunkt

$$M_{V0} = 500 \cdot 0,268 = 134 \text{ tm}, \text{ (Außermittigkeit } e = 26,8 \text{ cm),}$$

$$\delta_{a0} = 134 \cdot 5 \cdot 50 = 33\,500,$$

$$X_a = -33\,500/3200 = -10,5 \text{ t},$$

$$M_V = 134 - 10,5 \cdot 5 = 81,5 \text{ tm}.$$

Zum Zeitpunkt $t = t_c$ ist mit $n = 18$ unter der Annahme einer Minderung der Vorspannkraft um 7% und mit $e = 57,9$ cm

$$M_{Vc} = 500 \cdot 0,93 \cdot 0,579 = 269 \text{ tm},$$

$$X_a = -21 \text{ t},$$

$$M_V = 269 - 21 \cdot 5 = 164 \text{ tm}.$$

Das heißt, die Lagerkraft aus Vorspannung verdoppelt sich. Dadurch vermindert sich aber das Vorspannmoment und damit die Wirkung der Vorspannung. Wir haben hier also einen ähnlichen Effekt wie bei einem Durchlaufträger, bei dem auch die Wirkung der Vorspannung durch den Einfluß des Kriechens wesentlich abgemindert wird.

Für den Fall der ungleichmäßigen Erwärmung ergibt sich bei einem angenommenen Temperaturunterschied von $\pm 10^\circ \text{ C}$ entsprechend

$$\delta_{a0} = 59\,600,$$

$$X_a = \pm 18,6 \text{ t}.$$

Die Zusammenstellung aller Lagerkräfte ergibt nun folgendes Bild:

	Gerade Brücke		Schiefe Brücke			
	max	min	spitze Ecke		stumpfe Ecke	
			max	min	max	min
Eigengewicht	+ 93,8	+93,8	-17,5	- 17,5	+205,0	+205,0
Verkehrslast	+ 93,8	- 7,2	+44,1	- 54,2	+154,1	- 0,8
Schwinden	0	0	-22,0	- 22,0	+ 22,0	+ 22,0
Vorspannung $t = t_0$	0	0	-10,5	- 10,5	+ 10,5	+ 10,5
$t = t_e$	0	0	-21,0	- 21,0	+ 21,0	+ 21,0
Temperatur	0	0	+18,6	- 18,6	+ 18,6	- 18,6
$\Sigma t = t_0$	+187,6	+86,6	+34,7	-100,8	+388,2	+196,1
$\Sigma t = t_e$	+187,6	+86,6	+ 2,2	-133,3	+420,7	+228,6

Die Zusammenstellung zeigt deutlich die Verschiebung der Lagerkräfte zu den stumpfen Ecken hin. An diesen ist die maximale Auflagerkraft mehr als doppelt so groß wie bei einer geraden Brücke. An der spitzen Ecke dagegen treten erhebliche abhebende Kräfte auf, die eine entsprechende konstruktive Ausbildung der Lager und des Überbaues an den spitzen Ecken erfordern. Will man die abhebenden Kräfte vermindern oder vermeiden, so kann man durch eine entsprechende Vorverformung des Trägers die Auflagerkräfte aus ständiger Last verändern. Man darf aber nicht vergessen, daß sich diese willkürlich erzeugten Kräfte durch den Einfluß des Kriechens abmindern und dadurch gerade im Endstadium, wenn besonders hohe abhebende Kräfte an den spitzen Ecken auftreten, ihr Minimum erreichen. Darüber hinaus hat diese Methode den Nachteil, daß die Biegemomente im Träger wieder anwachsen, allerdings unter gleichzeitiger Verminderung der Torsionsmomente und der Schubkräfte. Welcher Weg eine wirtschaftlichere Lösung ergibt, ist deshalb von Fall zu Fall zu entscheiden.

5. Konstruktive Besonderheiten

Der besondere Kraftverlauf bedingt eine entsprechende konstruktive Ausbildung. Auf einige wesentliche Punkte sei deshalb näher hingewiesen.

Bei der Verformung unter Belastung, Temperatur, Schwinden usw. drehen sich die Brückenenden um die Verbindungslinie der Lager. Da die Endscheiben ein Verkanten der Stege über den Lagern verhindern, müssen die Lager so ausgebildet werden, daß sie diese Verformung auch ermöglichen. Dabei können entweder Punktkipp-lager Verwendung finden oder Lager mit schiefen Kippachsen. Unbrauchbar sind Rollenlager mit einer Rolle, da sie nicht gleichzeitig eine Verschiebung in Brückenlängsachse und eine Verdrehung um die Widerlagerachse ermöglichen. Streng genommen müßten auch bei torsionsweichen Trägerrosten die Lager entsprechend ausgebildet werden. Die fehlende Drehsteifigkeit der Haupt- und Quer-träger ermöglicht hier aber meist eine zwanglose Verformung der Konstruktion.

An den spitzen Ecken müssen die Lager in vielen Fällen negative Kräfte aufnehmen. Nur selten wird man die erforderlichen Verankerungen aber an den Endquerträgern anbringen können, es wird aber häufig möglich sein, die abhebenden Kräfte zu vermindern oder ganz zu vermeiden, indem man die Endquerträger nach außen verlängert und den Lagerabstand größer wählt als den Abstand der Hauptträger. Sind die Zugkräfte klein oder treten sie nur rechnerisch beim Bruchzustand auf, so kann man auf ihre Aufnahme ganz verzichten und ein geringes Abheben des Tragwerkes in Kauf nehmen. Dieses Abheben ist dann aber bei der Konstruktion der Lager, der Übergänge und der Geländer zu berücksichtigen. Sind mehrere Hohlkästen vorhanden, so können die Endscheiben die abhebenden Kräfte aufnehmen. In diesem Fall kann man ganz darauf verzichten, an den spitzen Ecken Lager anzuordnen, da die End-querträger steif genug sind, die negativen und positiven Kräfte der spitzen Ecken aufzunehmen und zu den stumpfen Ecken abzutragen. Dieser Weg wurde auf Vorschlag des Verfassers bei der Billhorner Brücke (vergl. [3], Seite 303) beschritten. In einem anderen Fall wurden unter der Mitte jedes Kastens Lager angeordnet. Dem ästhetischen Vorteil dieser letztgenannten Anordnung liegen aber erhebliche statische und konstruktive Nachteile gegenüber, da nun auch die großen Schubkräfte der stumpfen Ecken erst durch die Endquerträger umgeleitet werden.

Besonderes Augenmerk ist der Krafteinleitung an der stumpfen Ecke zu schenken. Als besonders zweckmäßig haben sich vollwandige Endscheiben, besonders im Bereich der Hohlkästen, erwiesen. Zwischen den Hohlkästen genügen meist Fachwerkscheiben. Ist die Brücke sehr schief, so empfiehlt es sich, von den stumpfen Ecken ausgehend, rechtwinklige Querscheiben anzuordnen, um eine direkte Krafteinleitung zu erzielen (vergl. [5], Bild 15).

Entsprechend den größeren Auflagerkräften treten an den stumpfen Ecken größere Schubkräfte auf, die nicht nur eine Verstärkung der Stege bedingen können sondern auch auf das Bodenblech und die Fahrhahntafel Einfluß haben. Um diese großen Schubkräfte aufnehmen zu können, wird man bei Verbund- oder Stahlbeton-Brücken in der Nähe der Auflager besondere Bewehrungen (evtl. auch Spannstahl) anordnen müssen, die zweckmäßig in Richtung der Hauptzugspannungen, also diagonal, liegen.

Zum Abschluß sei noch etwas über die Überhöhung gesagt. Haben wir einen schiefen Trägerrost, so ist die Überhöhung der einzelnen Träger praktisch gleich, aber entsprechend der Widerlagerachse gegeneinander verschoben. Beim schiefen Hohlkasten setzt sich die Überhöhung der einzelnen Stege aus der Durchbiegung und der Verdrehung zusammen. Beide Anteile müssen berücksichtigt werden, wenn später der Kasten richtig liegen soll. Betrachten wir den Kasten in seinen verschiedenen Querschnitten, so sehen wir, daß er überall bereits seine endgültige Form besitzt, die einzelnen Querschnitte aber eine gegenseitige Verdrehung aufweisen. Das heißt, bei einem später rechteckigen Kasten sind die Querrahmen bereits bei der Herstellung rechteckig auszuführen. Der Kasten muß aber verwunden zusammengebaut werden. Diese an sich sehr geringe Verwindung, die genau einzuhalten ist, läßt sich mit großer Genauigkeit erzielen, wenn der folgende Weg beschritten wird: Die Rahmen werden zuerst mit dem Bodenblech und den beiden überhöhten Stegblechen zusammengebaut. Anschließend wird dieser oben offene Querschnitt, der sich leicht verwinden läßt, aber schon recht biegesteif ist, entsprechend seiner Verwindung unterklotzt. In diesem Zustand sind die Querrahmen in ihren Ebenen zueinander verdreht. Nun wird das Deckblech, das sich selbst auch leicht verwinden läßt, mit den Stegen verschweißt. In diesem Zustand ist der Kasten drehteif und verwunden. Verzichtet man auf diese Verwindung in der Werkstatt, so muß man, um später eine gerade Lage der Brücke zu erzielen, entsprechende Verformungen auf der Baustelle bei der Montage vornehmen (z. B. bei Verbundbrücken).

6. Zusammenfassung

An Hand verschiedener Kurventafeln und Einflußfelder für schiefe Hohlkästen wird gezeigt, wie groß der Einfluß dieser Schiefe ist und wie die daraus resultierenden Kräfte zweckmäßig und mit genügender Genauigkeit ermittelt werden können. Das angeführte Beispiel verdeutlicht überdies, wie sehr Schwinden, Kriechen und ungleiche Erwärmung bei einem schiefen einfeldrigen Hohlkasten die Kräfte beeinflussen.

Das Beispiel und die Kurventafeln zeigen, daß bei schiefen Hohlkästen Verhältnisse auftreten, wie sie schon früher bei schiefen Platten u. a. von H. Vogt [6 bis 8] gefunden wurden.

Schrifttum

[1] Starke, J. J.: Beitrag zur Berechnung schiefer Trägerroste. Stahlbau 25 (1956) S. 251.
[2] Wansleben, F.: Beitrag zur Berechnung schiefer drillsteifer Brücken. Stahlbau 24 (1955) S. 224.
[3] Krupinski, H. J. und Freudenberg, G.: Die neuen Stahlkonstruktionen der Nordelbbrücke und Billhorner Brücke in Hamburg. Stahlbau 27 (1958) S. 256.
[4] Homberg, H. und Marx, D.: Schiefe Stäbe und Platten, Düsseldorf 1953.
[5] Jakobi, H.: Schwimmkörper als Montagehilfsmittel im Stahlbrückenbau. Stahlbau 27 (1958) S. 182.
[6] Vogt, H.: Das statische Verhalten von zweiseitig aufgelagerten schiefwinkligen Einfeldplatten. Beton- und Stahlbetonbau 50 (1955) S. 291.
[7] Vogt, H.: Die Auflagerkräfte von zweiseitig aufgelagerten schiefwinkligen Einfeldplatten. Beton und Stahlbetonbau 51 (1956) S. 184.
[8] Vogt, H.: Statische Behandlung von schiefen Platten. IVBH. Lissabon 1956, S. 281/86.

Zur Ermittlung der Lagerkräfte verschiedener Verschlüsse des Stahlwasserbaues

Von Dr.-Ing. W. Moheit, Gustavsborg

DK 624.013.2 : 627.432.4 : 624.042.6

1. Einleitung

Nicht bei allen Wehrverschlüssen liegen die Kräfteverhältnisse in den Punkten der Auflagerung so klar wie bei den Schützen, Walzen und Segmenten. Bei Verschlüssen, die längs einer horizontalen Achse gelenkig an der Sohle gelagert sind, kann die Ermittlung der Lagerkräfte mitunter eine besondere Untersuchung erfordern. So können beispielsweise bei den torsionssteifen Fischbauchklappen bereits für normale Betriebsfälle die nach elementaren Methoden ermittelten Lagerkräfte von denen einer genaueren Untersuchung bei Berücksichtigung der aufgezogenen Drehachse beachtlich abweichen. Ferner können bei derart gelagerten Verschlüssen auch aus einer ungleichmäßigen Erwärmung des Verschlusskörpers recht erhebliche Zusatzkräfte in den Lagern entstehen. Das ist besonders dann der Fall, wenn der Verschlusskörper außerdem eine allseitig geschlossene Stahlkonstruktion wie bei größeren Fischbauchklappen und Trommelwehrverschlüssen (= drum gates in der englischen Bezeichnungsweise) darstellt. Bei Sektoren spielen derartige Fragen keine oder höchstens eine untergeordnete Rolle.

Zunächst werden die vorbeschriebenen Verhältnisse an einer Fischbauchklappe behandelt.

2. Berechnung der Lagerkräfte einer Fischbauchklappe unter Berücksichtigung der Zwängungsverformungen an der Klappen-Drehachse

Die Anwendung der Bredtschen Formel $\tau = \frac{M_d}{2Ft}$ bei Hohlkörpern setzt eine freie Verformbarkeit des Hohlkörpers voraus. Hierbei verdreht sich der Hohlkörper um seine natürliche Drehachse; das ist die Achse, die durch den Schubmittelpunkt des Querschnittes geht. Alle parallel zur Drehachse liegenden Mantellinien des Hohlkörpers beschreiben nach der Verformung Schraubenlinien, bei veränderlichem Drehmoment solche mit veränderlicher Steigung. Die gleiche Verformung erfährt auch der untere Rand einer Fischbauchklappe, wenn man sich die Klappe vorübergehend von der Lagerung an der Sohle getrennt denkt. Da aber normalerweise die Fischbauchklappen längs des unteren Randes, also außerhalb der natürlichen Drehachse gelenkig an der Wehrsohle gelagert sind, wird die freie Verformbarkeit des Verschlusskörpers mehr oder weniger je nach Steifigkeit des Verschlusses und des Sohlenarmierungsbalkens beeinträchtigt. Es soll nun untersucht werden, inwieweit durch die Behinderung der Verformung insbesondere die Lagerkräfte beeinflusst werden. Dabei wird im folgenden lediglich die Kraftgrößenmethode benutzt und damit ein anderer Weg beschritten, als ihn Peters in seiner Dissertation [1] wählte. Peters untersuchte ebenfalls eine Klappe als Torsionskörper, die auf einem Balken mit unterschiedlicher elastischer Nachgiebigkeit ruht. Er löste aber diese Aufgabe mathematisch mit Hilfe von Differentialgleichungen.

Vorausgeschickt sei:

1. Bei der Bestimmung der Verschiebungsgrößen (δ -Werte) ist es auf Grund von Voruntersuchungen notwendig, außer den Biege- und Drehmomenten auch die Querkkräfte gemäß

$$\delta_{ik} = \int \frac{M_{bi} M_{bk}}{EJ} dl + \int \frac{M_{di} M_{dk}}{GJ_d} dl + \int \frac{Q_i Q_k}{GF'} dl \quad (1)$$

zu berücksichtigen.

2. Der Verschlusskörper wird über $(n-2)$ -Lagern quer zur Klappen-Längsachse derart aufgeschnitten, daß nur die Biegemomente und die dazugehörigen Querkkräfte frei werden, dagegen die Torsionsmomente bis zum angetriebenen Ende (A.E.) übertragen werden können. Als statisch Überzählige werden dann in den einzelnen Schnitten Biegemomente (oder gleichwertige Kräftegruppen) verwendet, die in der Klappen-Drehachse angreifend angenommen werden.

Da alle Kräfte auf die natürliche Drehachse (= Achse durch den Schubmittelpunkt) zu beziehen sind, liefern somit auch die Reaktionen der statisch Überzähligen zusätzliche Drehmomente.

Diese Methode hat den Vorteil, daß die Elastizität des Verschlusskörpers und seiner Lagerung in verhältnismäßig einfacher Weise berücksichtigt werden kann.

Voruntersuchungen hatten nämlich gezeigt, daß die Verwendung von $(n-2)$ Lagerkräften als statisch Überzählige analog [2] mit zunehmender Zahl der Lager sich als zu fehlerempfindlich erwies, von der zeitraubenden Ermittlung der vielen δ -Werte (im allgemeinen ist die ganze Matrix besetzt) ganz abgesehen. Auch kann hierbei nicht ohne weiteres die elastische Lagerung erfaßt werden.

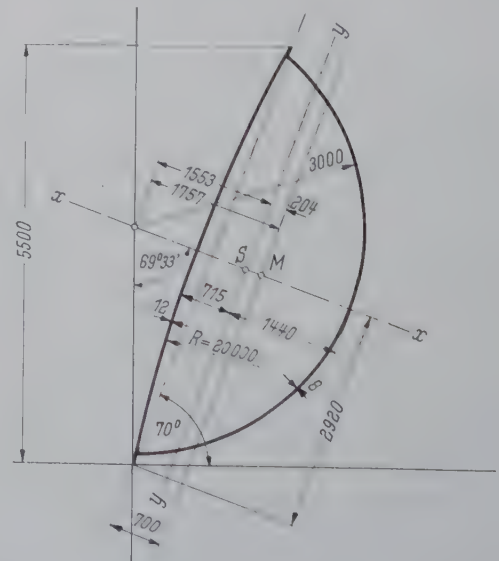
3. Werden bei den Lagerkräften als X-Kräfte die senkrecht zur Klappen-Sehne stehenden und als Y-Kräfte die in Richtung der Klappen-Sehne liegenden Komponenten bezeichnet, so wurde durch Vergleichsrechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Y-Kräfte festgestellt, daß die X-Kräfte nur unbedeutend von den Y-Kräften beeinflusst werden.

Während die X-Kräfte infolge der in die gleiche Richtung fallenden äußeren Belastung (= Wasserauflast) durchweg gleich gerichtet sind, haben die Y-Kräfte wechselndes Vorzeichen, weil $\Sigma Y = 0$ sein muß.

Da bei freier Verformung des Verschlusskörpers um seine natürliche Drehachse die in die Y-Richtung fallende Verschiebungskomponente verhältnismäßig klein, andererseits das vorhandene Spiel der Lagerachse im Vergleich dazu meistens größer ist, könnten sich somit höchstens Y-Kräfte in der Größenordnung $X \cdot \mu$ (μ = Reibungskoeffizient) einstellen, die aber bei Vorhandensein einer kleinen elastischen Nachgiebigkeit des Verschlusskörpers und des Sohlenarmierungsbalkens gar nicht erst auftreten.

Wenn also die Lagerachsen ausreichend Spiel haben, entspricht der Cicinsche Vorschlag [2], die Lager als in Y-Richtung¹⁾ frei verschieblich aufzufassen, weitgehend der Wirklichkeit und wird deshalb hier als zweckmäßig übernommen, indem lediglich die X-Kräfte bestimmt werden.

Die zu untersuchende Klappe hat den in Bild 1 dargestellten Querschnitt mit den dafür in Frage kommenden Querschnittswerten.



$$J_y = 8\,274\,000\text{ cm}^4 = 0,0827\text{ m}^4 = J_c$$

$$J_d = \frac{4F^2}{64t} = \frac{4 \cdot 85500^2}{1378} = 21\,200\,000\text{ cm}^4 = 0,212\text{ m}^4$$

$$F_x = 190\text{ cm}^2 = 0,019\text{ m}^2 ; \quad \frac{E}{G} = \frac{2\,100\,000}{810\,000} = 2,595$$

Bild 1. Querschnitt und Querschnittswerte der Fischbauchklappe

Die Klappe soll eine Länge von 15,0 m haben, einseitig über ein Torsionsrohr angetrieben werden und an insgesamt 21 Stellen längs des unteren Randes drehbar gelagert sein (vgl. Bild 2). Außerdem soll die Klappe bezüglich der Lagerung symmetrisch zur Klappenmitte ausgebildet sein. Die einzelnen Lagerabstände und der Überstand der Klappe am AE und NAE sind in Bild 4 eingetragen.

¹⁾ Hier wurde die X- und Y-Achse gegenüber der erwähnten Cicinschen Arbeit vertauscht.

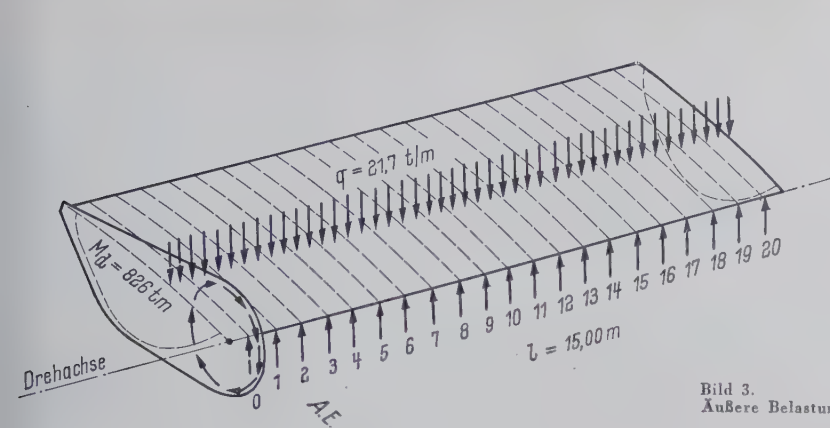
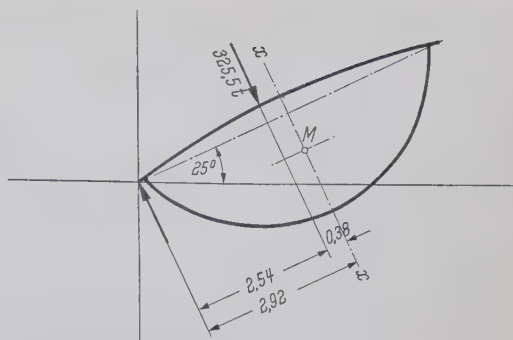


Bild 2. Betrachteter Lastfall

Bild 3.
Äußere Belastung

$$\begin{aligned} \text{anteiliges Klappen-Eigengewicht} &= 305 \text{ t} \cdot 3,15 \text{ m} = 96 \text{ tm} \\ \text{Wasserauflast:} & \quad 295,0 \text{ t} \cdot 2,48 \text{ m} = 730 \text{ tm} \\ & \quad 325,5 \text{ t} \cdot 2,54 \text{ m} = 826 \text{ tm} \\ & \quad \frac{325,5}{15} = 21,7 \text{ t/m} \end{aligned}$$



$$\alpha = 25^\circ : \text{Eigengewicht + Wasserauflast: } 305 + 295 = 325,5 \text{ t}$$

$$q = \frac{325,5}{15} = 21,7 \text{ t/m}$$

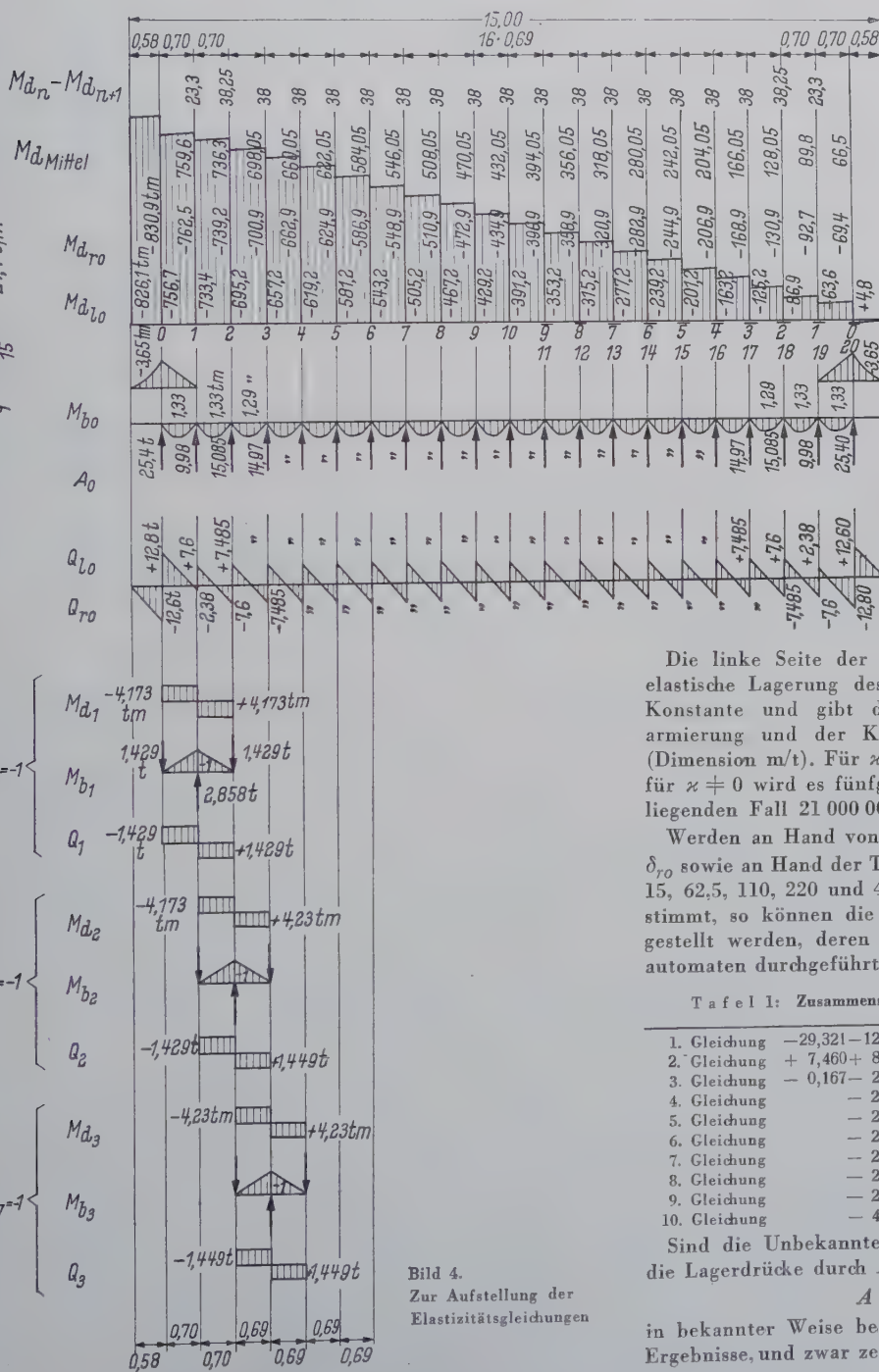


Bild 4.
Zur Aufstellung der
Elastizitätsgleichungen

Der näher betrachtete Lastfall geht aus den Bildern 2 und 3 hervor. Hier nach wird die sog. Maximallage zugrunde gelegt, bei der die Klappe die größte Wasserauflast und das größte Drehmoment erhält.

Um die Lagerkräfte zu erhalten, sind zuvor zehn Elastizitätsgleichungen mit den zehn Biegemomenten oder Kräftegruppen X_1, \dots, X_{10} als Unbekannte aufzustellen und zu lösen. Die Elastizitätsgleichung hat in ihrer allgemeinen Form grundsätzlich den gleichen Aufbau wie die Clapeyronsche Gleichung²⁾ und lautet

$$\begin{aligned} EJ_c \cdot \left(\frac{A_r - A_{r-1}}{l_r} + \frac{A_r - A_{r+1}}{l_{r+1}} \right) &= \\ &= \delta_{r(r-1)} X_{r-1} + \delta_{rr} X_r + \\ &+ \delta_{r(r+1)} X_{r+1} - \delta_{r0} \quad (2) \end{aligned}$$

Lediglich sind hier bei der Bestimmung der δ -Werte gemäß Gleichung (1) außer den Biegemomenten auch noch die Drehmomente und Querkräfte zu berücksichtigen.

Die linke Seite der Gleichung erfaßt in bekannter Weise die elastische Lagerung des Durchlaufträgers. Der Faktor α ist eine Konstante und gibt die elastische Nachgiebigkeit der Sohlenarmierung und der Klappen-Querrahmen für die Last 1 t an (Dimension m/t). Für $\alpha = 0$ ist das Gleichungssystem dreigliedrig; für $\alpha \neq 0$ wird es fünfgliedrig. Die Konstante EI_c beträgt im vorliegenden Fall $21\,000\,000 \cdot 0,0827 = 1,73 \cdot 10^6 \text{ tm}^2$.

Werden an Hand von Bild 4 die Werte $\delta_{r(r-1)}$, δ_{rr} , $\delta_{r(r+1)}$ und δ_{r0} sowie an Hand der Tafel 1 für die 6 verschiedenen Werte $\alpha = 0, 15, 62,5, 110, 220$ und 410 die linke Seite der Gleichungen (2) bestimmt, so können die 6 Gleichungssysteme (Tafel 2 bis 7) aufgestellt werden, deren Auflösung heute zweckmäßig mit Rechenautomaten durchgeführt wird.

Tafel 1: Zusammenstellung der Ausdrücke $\frac{A_r - A_{r-1}}{l_r} + \frac{A_r - A_{r+1}}{l_{r+1}}$

1. Gleichung	$-29,321 - 12,249 X_1 + 8,194 X_2 - 2,070 X_3$
2. Gleichung	$+ 7,460 + 8,195 X_1 - 12,424 X_2 + 8,370 X_3 - 2,100 X_4$
3. Gleichung	$- 0,167 - 2,071 X_1 + 8,371 X_2 - 12,600 X_3 + 8,400 X_4 - 2,100 X_5$
4. Gleichung	$- 2,100 X_2 + 8,400 X_3 - 12,600 X_4 + 8,400 X_5 - 2,100 X_6$
5. Gleichung	$- 2,100 X_3 + 8,400 X_4 - 12,600 X_5 + 8,400 X_6 - 2,100 X_7$
6. Gleichung	$- 2,100 X_4 + 8,400 X_5 - 12,600 X_6 + 8,400 X_7 - 2,100 X_8$
7. Gleichung	$- 2,100 X_5 + 8,400 X_6 - 12,600 X_7 + 8,400 X_8 - 2,100 X_9$
8. Gleichung	$- 2,100 X_6 + 8,400 X_7 - 12,600 X_8 + 8,400 X_9 - 2,100 X_{10}$
9. Gleichung	$- 2,100 X_7 + 8,400 X_8 - 14,700 X_9 + 8,400 X_{10}$
10. Gleichung	$- 4,200 X_8 + 16,800 X_9 - 12,600 X_{10}$

Sind die Unbekannten X_1, \dots, X_{10} gefunden, lassen sich schließlich die Lagerdrücke durch Anwendung der Beziehung

$$A = A_0 - A_1 X_1 - A_2 X_2 \dots \dots \dots (3)$$

in bekannter Weise bestimmen. Die Bilder 5 bis 7 zeigen einige Ergebnisse, und zwar zeigt Bild 5 die charakteristische Verteilung der

²⁾ Vgl. Hütte I, 27. Aufl., S. 680.

$$\frac{J_c}{J_d} = 0,39 ; \frac{J_c}{F} = 4,35 ; \frac{E}{G} = 2,595$$

Tafel 2—7. Ausgangsmatrizen für verschiedene Nachgiebigkeiten der Lagerung

$E J_c \kappa = 0$		X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	I $G + W = 325,5 t$	II $\Delta t = 20^\circ$
Faktor 1:1	1	+114,82	-56,70									+19,74	+327,40
	2	-56,70	+115,58	-57,48	-57,48							+224,86	+325,06
	3		-57,48	+116,34	+116,34	-57,48						+223,40	+322,72
	4			-57,48	+116,34	-57,48	-57,48					+223,40	+322,72
	5				-57,48	+116,34	-57,48	-57,48				+223,40	+322,72
	6					-57,48	+116,34	-57,48	-57,48			+223,40	+322,72
	7						-57,48	+116,34	-57,48	-57,48		+223,40	+322,72
	8							-57,48	+116,34	-57,48	-57,48	+223,40	+322,72
	9								-57,48	+116,34	-57,48	+223,40	+322,72
	10									-57,48	+58,17	+111,70	+161,36
Lösungen	I	+18,14070	+36,38757	+51,36114	+63,68124	+73,64365	+81,48755	+87,40126	+91,52676	+93,96310	+94,76877		
	II	+30,78395	+56,56462	+77,71797	+95,12273	+109,19675	+120,27793	+128,63230	+134,46044	+137,90229	+139,04047		
$E J_c \kappa = 15$		X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	I $G + W = 325,5 t$	II $\Delta t = 20^\circ$
Faktor 1:200	1	+2,4115	-1,5127	+0,3106								-4,2995	+1,6370
	2	-1,5127	+2,4415	-1,5430	+0,3150							+2,2433	+1,6253
	3	+0,3106	-1,5430	+2,4717	-1,5474	+0,3150						+1,0919	+1,6136
	4		+0,3150	-1,5474	+2,4717	-1,5474	+0,3150					+1,1170	+1,6136
	5			+0,3150	-1,5474	+2,4717	-1,5474	+0,3150				+1,1170	+1,6136
	6				+0,3150	-1,5474	+2,4717	-1,5474	+0,3150			+1,1170	+1,6136
	7					+0,3150	-1,5474	+2,4717	-1,5474	+0,3150		+1,1170	+1,6136
	8						+0,3150	-1,5474	+2,4717	-1,5474	+0,3150	+1,1170	+1,6136
	9							+0,3150	-1,5474	+2,7867	-1,5474	+1,1170	+1,6136
	10								+0,3150	-1,5474	+1,2359	+0,5585	+0,8068
Lösungen	I	+8,12174	+23,7568	+38,8011	+52,0573	+63,1050	+71,9287	+78,6305	+83,3212	+86,0922	+87,0104		
	II	+18,36165	+40,98717	+62,32824	+80,96238	+96,43760	+108,76883	+118,11365	+124,64443	+128,49947	+129,77022		
$E J_c \kappa = 62,5$		X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	I $G + W = 325,5 t$	II $\Delta t = 20^\circ$
Faktor 1:2000	1	+0,82297	-0,54051	+0,12941								-1,82269	+0,16370
	2	-0,54051	+0,83429	-0,55190	+0,13125							+0,57868	+0,16253
	3	+0,12941	-0,55190	+0,84567	-0,55374	+0,13125						+0,10126	+0,16136
	4		+0,13125	-0,55374	+0,84567	-0,55374	+0,13125					+0,11170	+0,16136
	5			+0,13125	-0,55374	+0,84567	-0,55374	+0,13125				+0,11170	+0,16136
	6				+0,13125	-0,55374	+0,84567	-0,55374	+0,13125			+0,11170	+0,16136
	7					+0,13125	-0,55374	+0,84567	-0,55374	+0,13125		+0,11170	+0,16136
	8						+0,13125	-0,55374	+0,84567	-0,55374	+0,13125	+0,11170	+0,16136
	9							+0,13125	-0,55374	+0,97692	-0,55374	+0,11170	+0,16136
	10								+0,13125	-0,55374	+0,42284	+0,05585	+0,08068
Lösungen	I	+2,13908	+12,40683	+24,13207	+35,82935	+46,50577	+55,60707	+62,83795	+68,05523	+71,19904	+72,24787		
	II	+10,98686	+27,05395	+44,39198	+61,18409	+76,26187	+88,98839	+99,03581	+106,25602	+110,59626	+112,04249		
$E J_c \kappa = 110$		X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	I $G + W = 325,5 t$	II $\Delta t = 20^\circ$
Faktor 1:2000	1	+1,40480	-0,92975	+0,22775								-3,21544	+0,16370
	2	-0,92975	+1,42443	-0,94949	+0,23100							+0,93303	+0,16253
	3	+0,22775	-0,94949	+1,44417	-0,95274	+0,23100						+0,09333	+0,16136
	4		+0,23100	-0,95274	+1,44417	-0,95274	+0,23100					+0,11170	+0,16136
	5			+0,23100	-0,95274	+1,44417	-0,95274	+0,23100				+0,11170	+0,16136
	6				+0,23100	-0,95274	+1,44417	-0,95274	+0,23100			+0,11170	+0,16136
	7					+0,23100	-0,95274	+1,44417	-0,95274	+0,23100		+0,11170	+0,16136
	8						+0,23100	-0,95274	+1,44417	-0,95274	+0,23100	+0,11170	+0,16136
	9							+0,23100	-0,95274	+1,67517	-0,95274	+0,11170	+0,16136
	10								+0,23100	-0,95274	+0,72209	+0,05585	+0,08068
Lösungen	I	+0,10131	+7,86726	+17,37353	+27,34585	+36,81058	+45,13207	+51,90666	+56,88583	+59,92367	+60,94383		
	II	+8,49877	+21,53567	+36,21254	+50,95976	+64,62271	+76,45791	+85,99963	+92,96678	+97,20050	+98,61980		
$E J_c \kappa = 220$		X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	I $G + W = 325,5 t$	II $\Delta t = 20^\circ$
Faktor 1:2000	1	+2,75219	-1,83114	+0,45551								-6,44075	+0,16370
	2	-1,83114	+2,79109	-1,87625	+0,46200							+1,75363	+0,16253
	3	+0,45551	-1,87025	+2,83017	-1,87674	+0,46200						+0,07496	+0,16136
	4		+0,46200	-1,87674	+2,83017	-1,87674	+0,46200					+0,11170	+0,16136
	5			+0,46200	-1,87674	+2,83017	-1,87674	+0,46200				+0,11170	+0,16136
	6				+0,46200	-1,87674	+2,83017	-1,87674	+0,46200			+0,11170	+0,16136
	7					+0,46200	-1,87674	+2,83017	-1,87674	+0,46200		+0,11170	+0,16136
	8						+0,46200	-1,87674	+2,83017	-1,87674	+0,46200	+0,11170	+0,16136
	9							+0,46200	-1,87674	+3,29217	-1,87674	+0,11170	+0,16136
	10								+0,46200	-1,87674	+1,41509	+0,05585	+0,08068
Lösungen	I	-2,03425	+2,75931	+9,24368	+16,48306	+23,67009	+30,21107	+35,67843	+39,77456	+42,30486	+43,16007		
	II	+5,89561	+15,33057	+26,36664	+37,83920	+48,78871	+58,51526	+66,51898	+72,45501	+76,09946	+77,32768		

$EJ_c \kappa = 410$

		X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	I G + W - 325,5 t	II Δt 20°
Faktor I : 2000	1	+ 5,07950	- 3,38810	+ 0,84890								-12,01174	+ 0,16370
	2	- 3,38810	+ 5,15163	- 3,46065	+ 0,86100							+ 3,17103	+ 0,16253
	3	+ 0,84890	- 3,46065	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,86100						+ 0,04323	+ 0,16136
	4		+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,86100					+ 0,11170	+ 0,16136
	5			+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,86100				+ 0,11170	+ 0,16136
	6				+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,86100			+ 0,11170	+ 0,16136
	7					+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,86100		+ 0,11170	+ 0,16136
	8						+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,86100	+ 0,11170	+ 0,16136
	9							+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	- 3,47274	+ 0,11170	+ 0,16136
	10								+ 0,86100	- 3,47274	+ 5,22417	+ 0,11170	+ 0,16136
Lösungen	I	- 3,61793	- 1,24001	+ 2,54982	+ 7,11383	+ 11,85491	+ 16,30550	+ 20,10854	+ 23,00196	+ 24,80712	+ 25,42016		
	II	+ 3,97705	+ 10,49944	+ 18,30060	+ 26,57347	+ 34,60790	+ 41,85093	+ 47,88273	+ 52,39678	+ 55,18530	+ 56,12787		

Lagerkräfte bei absolut starrer Lagerung, während die Bilder 6 und 7 den Einfluß einer unterschiedlichen elastischen Lagerung zum Ausdruck bringen. Im Bild 8 sind sämtliche Ergebnisse in Funktion der elastischen Konstanten κ übersichtlich aufgetragen.

Wie man aus diesen Bildern ersieht, erhalten die Außenlager infolge der Zwängungsverformungen an der Klappen-Drehachse bei Annahme einer starren Lagerung der Drehachse eine beachtliche Zusatzbelastung zugunsten der Mittellager. Vergleichsrechnungen zeigten, daß sich die Zusatzbelastung um so stärker ausprägt, je enger die Lagerausteilung ist. Zu einem gleichartigen Ergebnis gelangt man auch bei Anwendung der Theorie der Wölbkrafttorsion,

wenn dabei über die gesamte Länge ein durchlaufendes Scharnierband angenommen wird.

Gleichgroße Kräfte an allen Klappenlagern, was im allgemeinen angestrebt wird, erhält man bei Annahme starrer Lagerung nur, wenn wenige Lager mit großen Abständen gewählt werden. Beispielsweise müßten an einer 4,65 m hohen Fischbauchklappe mit 10,0 m lichter Weite

$$\left(J_{yy} = 0,02648 \text{ m}^4; J_d = \frac{4 \cdot 3,64^2}{\phi \cdot d_s} = \frac{4 \cdot 3,64^2}{910} = 0,0582 \text{ m}^4; \right.$$

$$\left. F' = 0,0122 \text{ m}^2; M_d = 155,3 \text{ t} \cdot 1,95 \text{ m} = 303 \text{ tm} \right)$$

die Lager folgendermaßen angeordnet werden, damit diese Bedingung erfüllt wird:

bei 3 Lagern: 0,75 m L_1 4,25 m L_2 4,25 m L_3 0,75 m,

bei 4 Lagern: 0,23 m L_1 3,18 m L_2 3,18 m L_3 3,18 m L_4 0,23 m,

bei 5 Lagern: L_1 2,50 m L_2 2,50 m L_3 2,50 m L_4 2,50 m L_5 .

Bei dem letzten Beispiel mit 5 Lagern, bei dem die Außenlager bereits bis an die Klappenenden gerückt wurden, wird die Forderung gleicher Kräfte an allen Lagern nur noch angenähert erfüllt. Die Größe der Endlagerkräfte bleibt auch nahezu unverändert, wenn die Lagerabstände untereinander variiert werden (z. B. 2,7 + 2,3 + 2,3 + 2,7 oder 2,3 + 2,7 + 2,7 + 2,3 statt 2,5 + 2,5 + 2,5 m). Geht man bei diesem Beispiel zu einer immer enger werdenden Lagerausteilung über, so prägt sich die oben erwähnte Zusatzbelastung an den Außenlagern mehr und mehr aus.

Eine Belastungsspitze an den Außenlagern baut sich jedoch sofort ab, wenn eine elastische Nachgiebigkeit der Lagerung, die mehr oder weniger bei jeder Ausführung vorhanden ist, berücksichtigt wird. Je weicher die Lagerung ausgebildet wird, um so mehr gleichen sich die Unterschiede bei den Lagerkräften aus. Damit steht bei Ausführungen noch die Frage offen, in welcher Größe die elastische Nachgiebigkeit zu berücksichtigen ist. Die Beantwortung dieser Frage wird am Ende des Abschnittes 3 nachgeholt.

Der Vollständigkeit halber werden hier anschließend noch in Bild 9 die an der Fischbauchklappe angreifenden Dreh- und Biegemomente sowie Querkkräfte gebracht, wie sie sich auf Grund der Beziehungen ergeben, die der Gleichung (3) ähnlich sind.

3. Einfluß einer ungleichmäßigen Erwärmung des Verschlusskörpers einer Fischbauchklappe auf die Lagerkräfte

Es wird die in Bild 2 dargestellte Klappe zugrunde gelegt und angenommen, daß das Rückenblech eine um $\Delta t = 20^\circ \text{ C}$ niedrigere Temperatur als das Stauwandblech hat. Sodann wird folgende Näherungsrechnung durchgeführt, die allgemein für Klappen als ausreichend erachtet werden kann.

Zunächst wird das Stauwandblech vorübergehend vom Rückenblech losgetrennt gedacht, so daß es sich ungehindert entsprechend $\Delta t = 20^\circ \text{ C}$ ausdehnen kann (vgl. Bild 11). Dann wird durch eine Schubkraft zwischen Stauwand und Rückenblech das Stauwandblech so weit gestaucht und gleichzeitig der obere Rand des Rückenbleches so weit gedehnt, daß die Enden der Stauwand und des Rückenbleches an ihrer gemeinsamen Fuge wieder übereinstimmen. Hierbei wird das Geradliniengesetz als durchweg gültig vorausgesetzt.

Nachstehende Querschnittsgrößen werden benötigt:

Stauwandblech: $F = 590 \cdot 1,2 = 708,0 \text{ cm}^2$

Rückenblech: $F = 728 \cdot 0,8 = 582,4 \text{ cm}^2$

Widerstandsmomente des Rückenbleches (Bild 10)

$W_o = 2 \cdot 053 \cdot 620 : 126 = 16 \cdot 300 \text{ cm}^3$,

$W_u = 2 \cdot 053 \cdot 620 : 68,5 = 30 \cdot 000 \text{ cm}^3$.

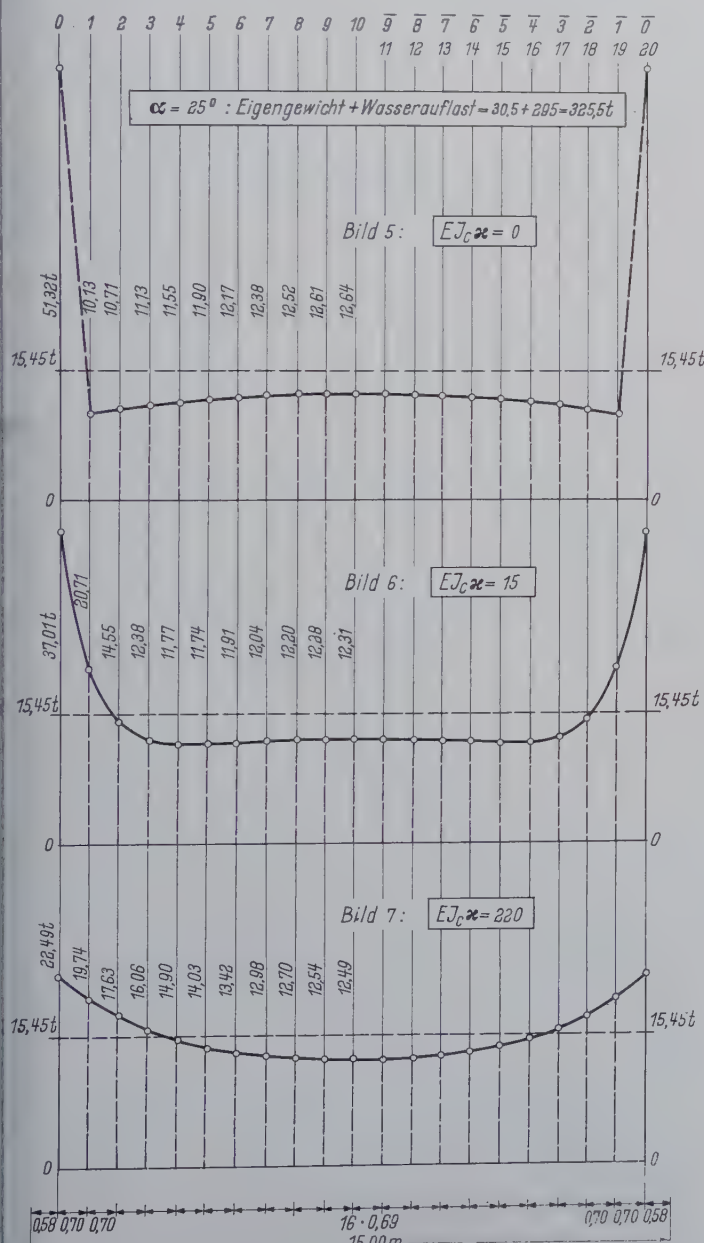


Bild 5 bis 7.

Lagerkräfte in der Klappen-Drehachse aus Eigengewicht und Wasserauflast

Die Rechnung nimmt dann folgenden Verlauf:
Dehnung der Stauwand (vgl. Bild 11 und 12).

$$\delta_{ao} = 70 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 0,0168 \text{ cm}$$

$$\delta_{aa} = \frac{X \cdot 70}{708 \cdot 2100} = 0,472 \cdot 10^{-4} X \quad \text{Stauwand-Anteil}$$

$$+ \frac{X \cdot 70}{582,4 \cdot 2100} = 0,574 \cdot 10^{-4} X$$

$$+ \frac{X \cdot 126}{16300} \cdot \frac{70}{2100} = 2,575 \cdot 10^{-4} X \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{Rückenblech-Anteil}$$

$$\frac{3,621 \cdot 10^{-4} X}{3,621} = 0,0168$$

daraus: $X = \frac{0,0168}{3,621} \cdot 10^4 = 46,5 \text{ t.}$

Dehnung der Ränder:

oberer Rand:

$$\frac{0,574}{2,575} \cdot 3,149 \cdot 10^{-4} \cdot 46,5 = 0,01461 \text{ cm}$$

$$0,472 \cdot 10^{-4} \cdot 46,5 = 0,00219 \text{ cm}$$

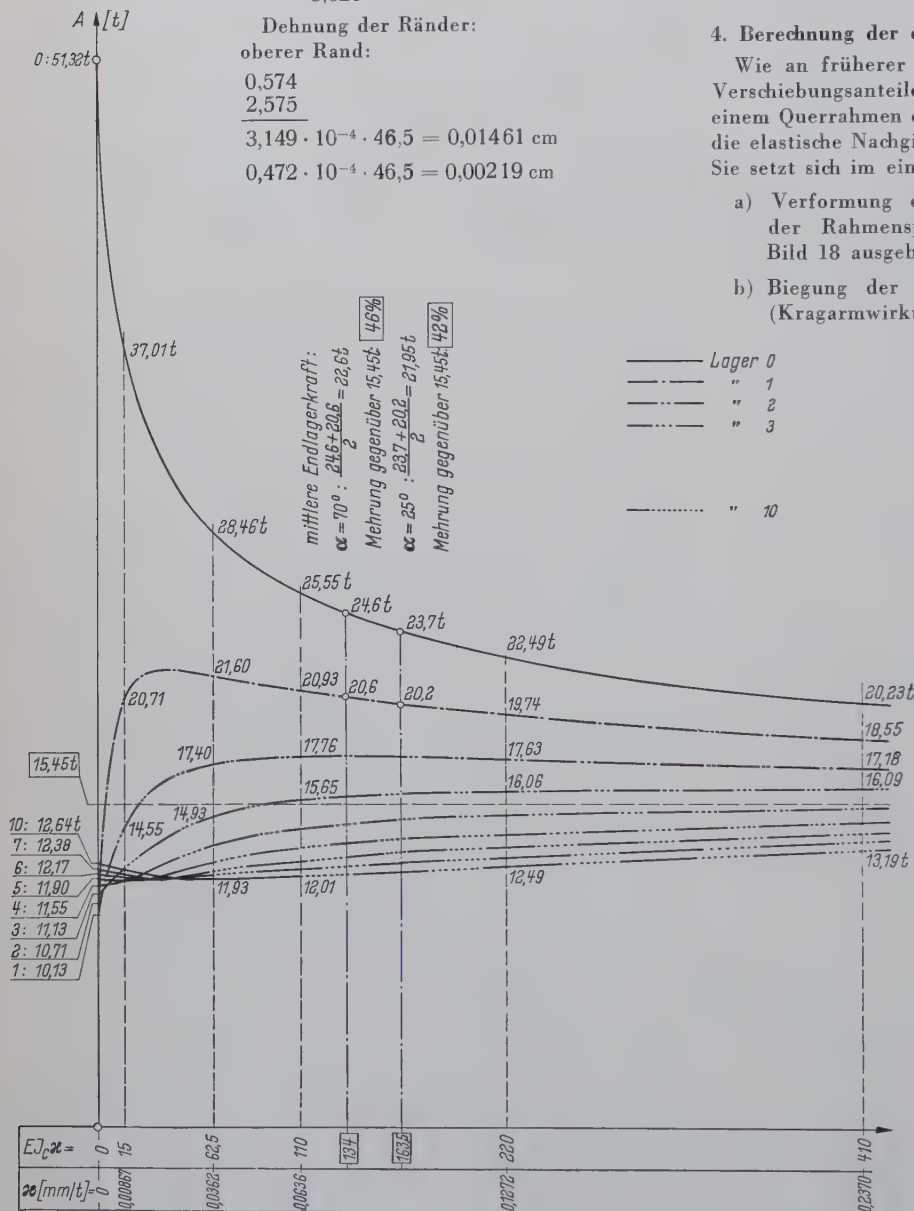


Bild 8. Zusammenstellung der Lagerkräfte bei starrer und unterschiedlicher elastischer Lagerung der Fischbauchklappe in der Klappen-Drehachse für Klappenstellung $\alpha = 25^\circ$ aus Eigengewicht und Wasserauflast
 $= 30,5 + 295 = 325,5 \text{ t}$

unterer Rand:

$$\frac{X \cdot 126}{30000} \cdot \frac{70}{2100} = 1,395 \cdot 10^{-4} X$$

$$- \frac{X \cdot 70}{582,4 \cdot 2100} = -0,574 \cdot 10^{-4} X$$

$$0,821 \cdot 10^{-4} X$$

$$0,821 \cdot 10^{-4} \cdot 46,5 = 0,00382 \text{ cm}$$

Damit beträgt die Verdrehung des Querschnittes

$$\varphi = \frac{0,01462 + 0,00382}{195} = \frac{0,01844}{195} = 0,945 \cdot 10^{-4}$$

Die Belastungsglieder errechnen sich somit zu:

$$E J_c \delta_{10} = 1,73 \cdot 10^6 \cdot 0,945 \cdot 10^{-4} = 1,637 \cdot 10^2 = 163,7 E J_c = 1,73 \cdot 10^6$$

$$E J_c \delta_{20} = \frac{163,7 + 161,36}{2} = 162,53$$

$$E J_c \delta_{30} \dots E J_c \delta_{100} = 163,7 \frac{69}{70} = 161,36$$

Für diese Belastungswerte werden die Gleichungssysteme $E J_c \kappa = 0$ bis 410 (s. Tafel 2 bis 7) neu gelöst, so daß dann die Lagerkräfte, Schnitt-Momente und Querkkräfte aus ungleichmäßiger Erwärmung bestimmt werden können. Die Ergebnisse sind in den Bildern 13 bis 17 in der gleichen Weise wie in den Bildern 5 bis 9 für den normalen Betriebsfall zusammengefaßt.

4. Berechnung der elastischen Konstanten $E J_c \kappa$

Wie an früherer Stelle schon gesagt, faßt die Konstante κ die Verschiebungsanteile zusammen, die infolge der Belastung 1 an einem Querrahmen durch die Elastizität der Querrahmen und durch die elastische Nachgiebigkeit des Unterbaues hervorgerufen werden. Sie setzt sich im einzelnen aus folgenden Anteilen zusammen:

- Verformung des Querrahmens infolge Biegebeanspruchung der Rahmenspante, wenn der Querrahmen entsprechend Bild 18 ausgebildet ist,
- Biegung der Scharniere an Klappe und Sohlenarmierung (Kragarmwirkung),
- Dehnung der Scharnier-Anschlußbolzen und Sohlenarmierungsanker und
- elastische Nachgiebigkeit des Betons.

Rechnerisch erfaßt werden nur die Anteile a. und b. Ausschlaggebend ist der Einfluß a. Dieser wird für die Klappenneigung $\alpha = 25^\circ$ und $\alpha = 70^\circ$ wie im Bild 19 angedeutet, mit Hilfe der Beziehung

$$E J_c \kappa = \int M_i M_K ds \frac{J_c}{J} + \sum N_i N_K s \frac{J_c}{F} \quad (4)$$

ermittelt.

Ohne auf die weitere Zwischenrechnung einzugehen, sei hier festgestellt, daß im vorliegenden Fall

- für die Klappenstellung $\alpha = 25^\circ$
der Wert $E J_c \kappa = 163,5$ und
- für die Klappenstellung $\alpha = 70^\circ$
der Wert $E J_c \kappa = 134$

vertretbar ist. Diese Werte sind in den Bildern 8 und 16 besonders markiert.

Zusammenfassend kann zu Abschnitt 2 und 3 gesagt werden, daß die Größe der Endlagerkraft bei Annahme einer absolut geraden und starr gelagerten Drehachse je nach Lagerausteilung und Steifigkeit der Lagerung auf ein Vielfaches des rechnerischen Durchschnittswertes (hier das 3,3fache) ansteigen kann, sich jedoch bei Berücksichtigung aller elastischen Nachgiebigkeiten in der Konstruktion und Auflagerung wieder beträchtlich reduziert.

Hierbei ist die Elastizität der Klappen-Querrahmen, sofern diese nicht als volle Scheiben ausgebildet sind, von entscheidendem Einfluß.

Bei dem hier behandelten Beispiel wurden ferner die beiden Lager an jedem Klappenende als Doppellager ausgebildet, so daß für deren Bemessung der Lastmehrfachfaktor 1,42 bei der Klappenstellung $\alpha = 25^\circ$ und 1,46 bei $\alpha = 70^\circ$ (vgl. Bild 8) zugrunde gelegt werden konnte.

Lagerkräfte, die durch unterschiedliche Temperaturen am Stauwand- und Rückenblech verursacht werden, addieren sich bei den

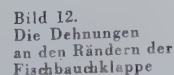


Bild 13 bis 15. Lagerkräfte in der Klappen-Drehachse infolge eines Temperaturunterschiedes zwischen Stauwand- und Rückenblech

zu multiplizieren. Die daraus erhaltenen Normalkräfte und Momente sind dann schließlich beim Spannungsnachweis zusätzlich zu berücksichtigen.

Ferner sei noch bemerkt, daß sich die vorbeschriebene Methode auch zur genaueren Berechnung von torsionssteifen Klappen eignet, die auf Walzen, Schützen oder Segmenten angeordnet werden sollen. Bei derartigen Doppelverschlüssen wird bekanntlich der Aufsatzklappe die Durchbiegung des Hauptverschlusses aufgezungen. Nur an den symmetrisch zur Verschußmitte liegenden Klappen-Lagerpunkten ist die gleiche elastische Lagerung vorhanden.

5. Die an einem Trommelwehrverschluß (drum gate) durch ungleichmäßige Erwärmung des Verschußkörpers hervorgerufenen Lagerkräfte

Die Trommelwehrverschlüsse (vgl. Bild 20) sind schwimmfähige, geschlossene Stahlkonstruktionen, die in einer horizontalen Achse gelenkig an der oberwasserseitigen Kammerwand gelagert sind und unterwasserseitig bei Verschuß in Höchstlage durch Anschlag gehalten werden. Bei den Verschuß-Zwischenstellungen entfällt der unterwasserseitige Anschlag, so daß die Reaktionen ausschließlich durch die Drehachse gerichtet sind. Erst in der Tiefstlage und bei leerer Kammer setzt sich der Verschuß wieder auf einem Anschlag auf.

Bei derartigen Verschlüssen muß man infolge der Art ihrer Lagerung und ihrer Steifigkeit mit beachtlichen Zusatzkräften rechnen, die allein durch einseitige Sonnenbestrahlung hervorgerufen werden. Es genügt dann besonders bei größeren Verschlüssen meistens nicht mehr, die hierbei gegebenen Verhältnisse mit einfachen Methoden etwa nach Art der in Abschnitt 3 gezeigten erfassen zu wollen. Nachstehend soll ein kurzer Auszug aus einer entsprechenden Untersuchung wiedergegeben werden, die für einen solchen Verschußkörper von 36,58 m lichter Weite und 6,10 m

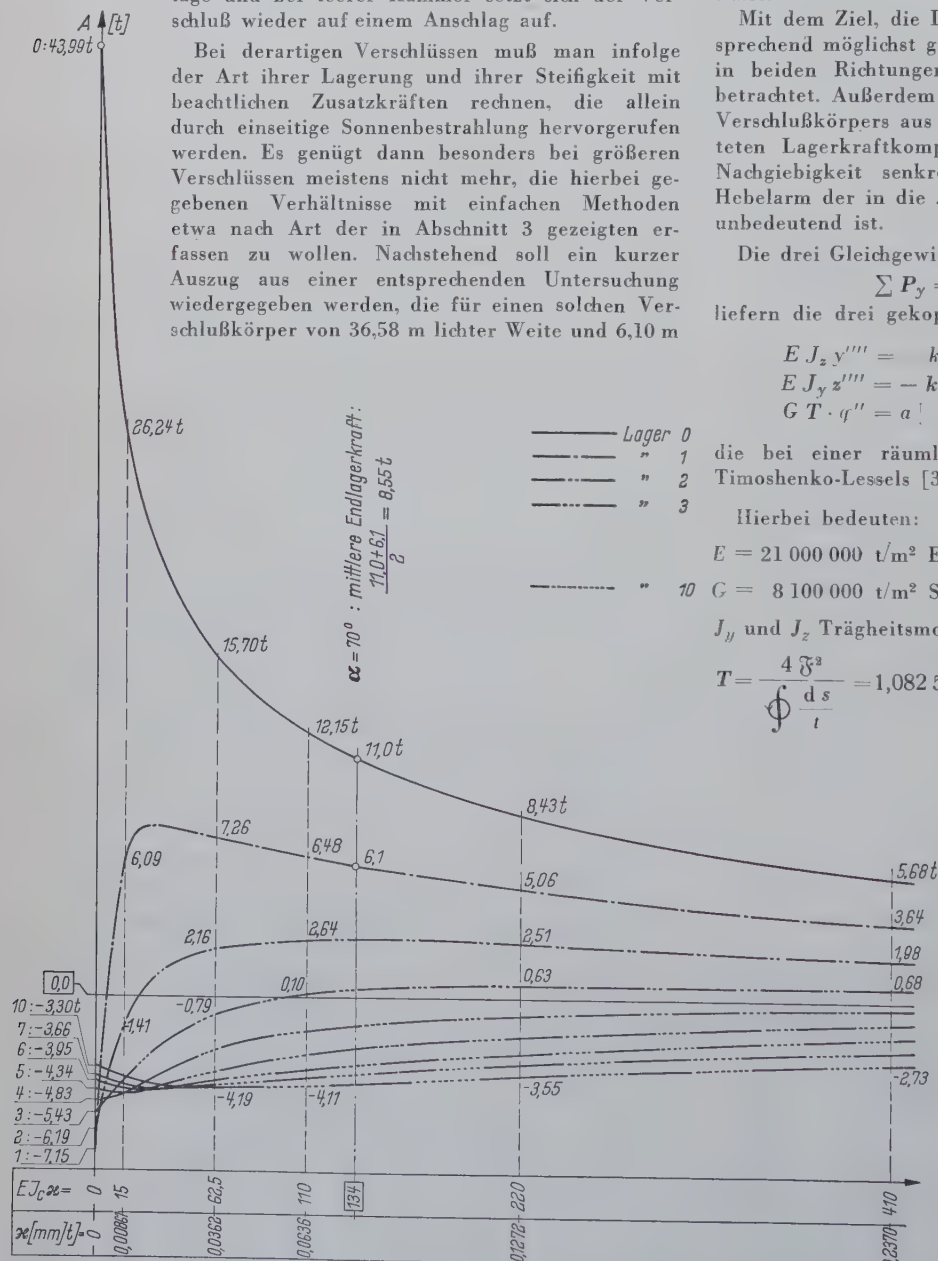


Bild 16. Zusammenstellung der Lagerkräfte bei starrer und unterschiedlicher elastischer Lagerung der Fischbauchklappe in der Klappen-Drehachse infolge eines Temperatur-Unterschiedes $\Delta t = 20^\circ C$ zwischen Stauwand- und Rückenblech

Höhe (Bild 20) mit 54 oberwasserseitigen Drehlagern in rd. 670 mm Abstand, bei dem die Blechwände auch nur vertikal ausgesteift sind durchgeführt wurde.

Ohne Berücksichtigung der über den geschlossenen Querschnitt hinausragenden Stauwandteile (s. Bild 20) ist:

$$\begin{aligned} J_\zeta &= 82988450 \text{ cm}^4, \\ J_\eta &= 62886500 \text{ cm}^4, \\ J_{\eta\zeta} &= +1962400 \text{ cm}^4, \\ \tan 2\alpha &= \frac{3924800}{20101950} = 0,19524 \text{ cm}^4, \\ \alpha &= 5^\circ 31,5', \\ J_z^y &= \frac{145874950}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{20101950}{2}\right)^2 + 1962400^2}, \\ J_z &= 83210000 \text{ cm}^4, \\ J_y &= 62670000 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Bei dieser Verschußart interessieren im Zusammenhang mit dem Lagerkräften, die allein durch ungleichmäßige Erwärmung des Verschußkörpers hervorgerufen werden, die in Bild 21 dargestellten Fälle.

Mit dem Ziel, die Lagerkräfte den gegebenen Verhältnissen entsprechend möglichst genau zu erfassen, wurde der Verschußkörper in beiden Richtungen y und z als elastisch gelagerter Balken betrachtet. Außerdem wurde dabei sogleich die Nachgiebigkeit des Verschußkörpers aus der Torsion der parallel zur Y -Achse gerichteten Lagerkraftkomponenten berücksichtigt. Eine entsprechende Nachgiebigkeit senkrecht dazu wurde vernachlässigt, weil der Hebelarm der in die Z -Richtung fallenden Lagerkraftkomponenten unbedeutend ist.

Die drei Gleichgewichtsbedingungen am Verschußkörper

$$\sum P_y = 0, \quad \sum P_z = 0, \quad \sum M_d = 0 \quad \dots (5)$$

liefern die drei gekoppelten Differential-Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} E J_z y'''' &= k_{yy}(y - q \cdot a) - k_{yz} \cdot z + p_y \cos \alpha x \\ E J_y z'''' &= -k_{zy}(y - q \cdot a) - k_{zz} \cdot z + p_z \cos \alpha x \\ G T \cdot q'' &= a \cdot [k_{yy}(y - q \cdot a) - k_{yz} \cdot z] \end{aligned} \right\} (6)$$

die bei einer räumlichen Betrachtung an die Stelle des von Timoshenko-Lessels [3] angegebenen ebenen Falles treten.

Hierbei bedeuten:

$E = 21\,000\,000 \text{ t/m}^2$ Elastizitätsmodul des Stahles,

$G = 8\,100\,000 \text{ t/m}^2$ Schubmodul des Stahles,

J_y und J_z Trägheitsmomente des Verschußkörpers (s. oben),

$T = \frac{4 \mathfrak{F}^3}{\oint \frac{ds}{t}} = 1,082\,522 \text{ m}^4$ Drillwiderstand des Verschußkörpers
(mit $\mathfrak{F} = 19,1 \text{ m}^2$ und $\oint \frac{ds}{t} = 1\,348$),

q Verdrehung des Verschußkörpers,

a der aus Bild 21 (Mitte) ersichtliche Hebelarm,

k die Bettungsziffern der nachgiebigen Unterlage,

(= Kraft je Einheit der Einsenkung und Längeneinheit des Balkens)

Es ist: $k_{yy} = \frac{\delta_{zz}}{N}$

mit $N = \delta_{yy} \cdot \delta_{zz} - \delta_{yz} \cdot \delta_{zy}$

$k_{yz} = k_{zy} = -\frac{\delta_{zy}}{N}$

(δ = Verschiebungen an der oberwasserseitigen Betonwand)

$k_{zz} = \frac{\delta_{yy}}{N}$

p_y und p_z eine Ersatzbelastung, die die gleiche Wirkung hat wie die Temperaturverformung aus der Erwärmung des

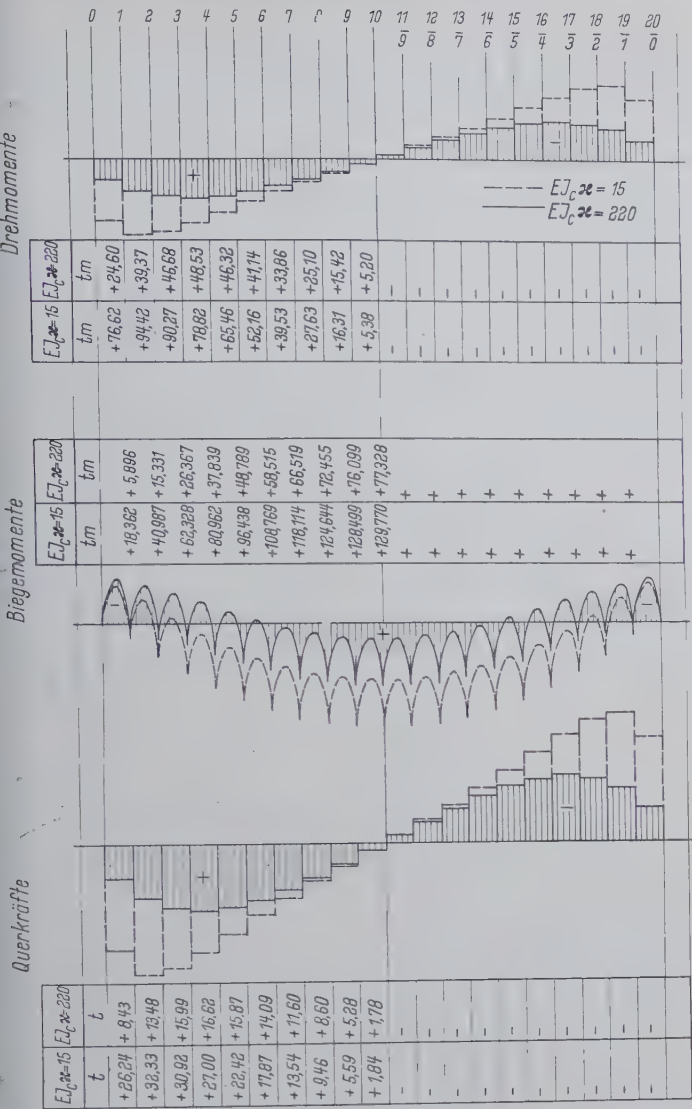


Bild 17. An der Fischbauchklappe angreifende Dreh- und Biegemomente sowie Querkräfte infolge eines Temperatur-Unterschiedes $\Delta t = 20^\circ \text{C}$ zwischen Stauwand- und Rückenblech

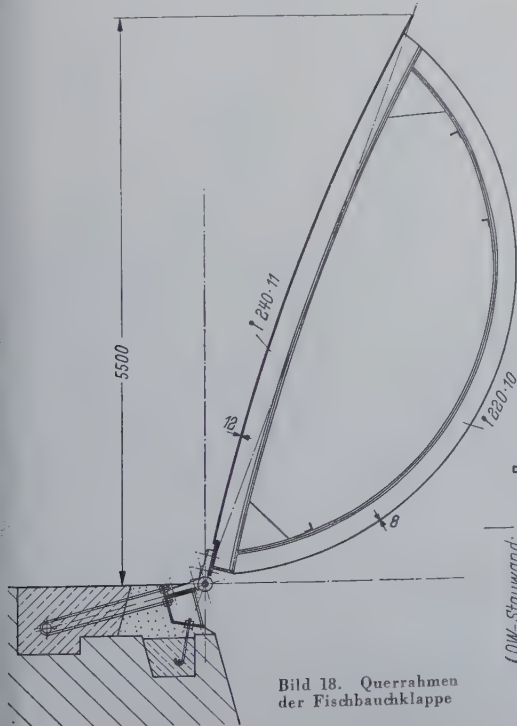


Bild 18. Querrahmen der Fischbauchklappe

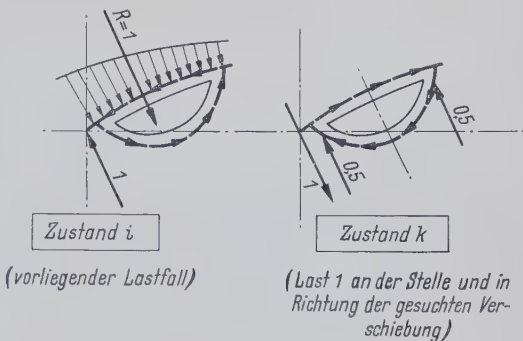
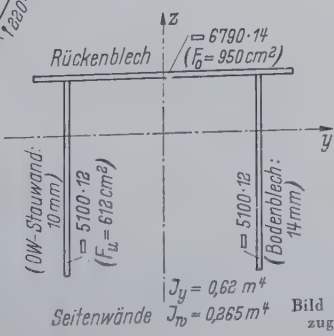


Bild 19. Zur Ermittlung des Verformungsanteiles aus der Querrahmen-Biegebeanspruchung in der elastischen Konstanten $EJ_c \cdot \alpha$

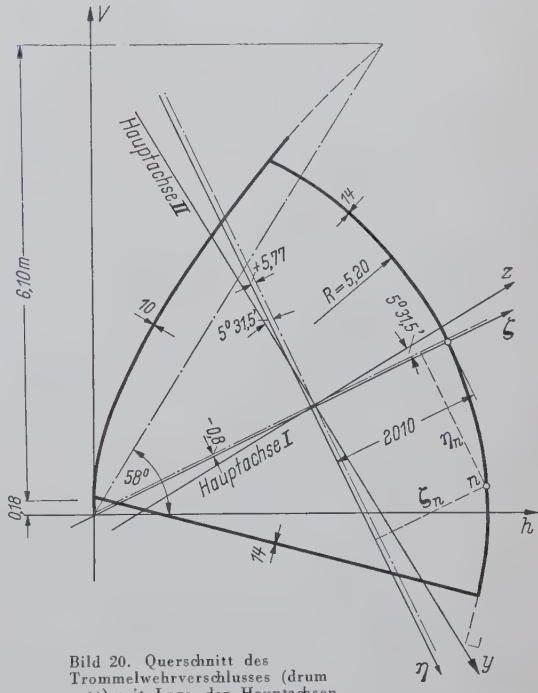


Bild 20. Querschnitt des Trommelwehrverschlusses (drum gate) mit Lage der Hauptachsen

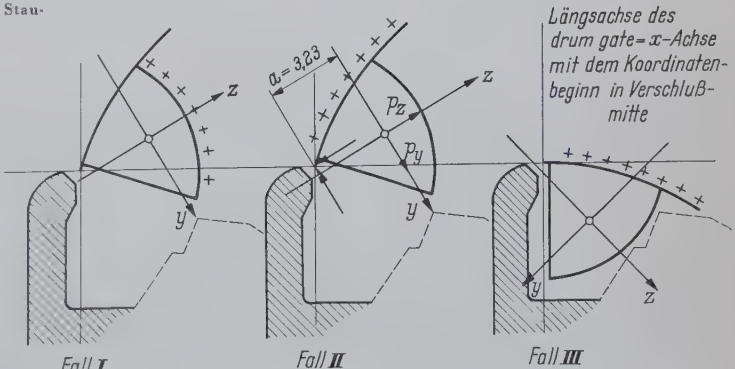


Bild 21. Die in bezug auf ungleichmäßige Erwärmung des Verschlusskörpers untersuchten Fälle

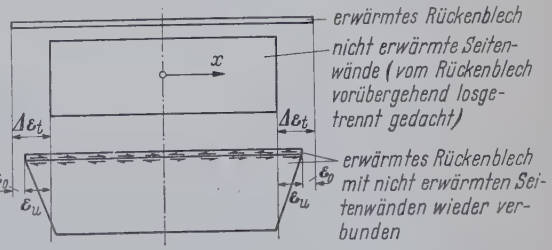


Bild 23. Zur Ermittlung der Schubbeanspruchung zwischen der erwärmten Blechwand und den beiden nicht erwärmten Blechwänden

Bild 22. Der Untersuchung des Fall I zugrunde gelegten Ersatzquerschnittes des Verschlusskörpers

Rückenbleches oder des oberwasserseitigen Stauwandbleches.

$$\alpha = \frac{n \cdot \pi}{l} \text{ mit } n = 1, 3, 5, \dots$$

Bevor das genannte Gleichungssystem gelöst wurde, waren u. a. erst die Ersatzbelastungen p_y und p_z zu bestimmen. Zu diesem Zweck wurden die einzelnen Blechwände des Verschlusskörpers als Scheiben elastizitätstheoretisch untersucht, wobei zur Berücksichtigung des Einflusses der vertikalen Aussteifungen die von Esslinger [4] entwickelten Formeln der orthotropen Scheibe verwendet wurden.

Diese Untersuchung soll lediglich an dem in Bild 21 dargestellten Fall I (Erwärmung des Rückenbleches bei Verschluss in Höchstlage)

Tafel 8. Ersatzbelastungen

n	Fall I		Fall II und III	
	p_{yn}	p_{zn}	p_{yn}	p_{zn}
1	0	+ 9,039 508	+ 6,123 978	+ 3,172 147
3	0	− 12,114 508	− 9,019 322	− 4,038 469
5	0	+ 7,028 652	+ 4,886 007	+ 2,434 299
7	0	− 3,438 438	− 3,37	− 1,509 448
9	0	+ 1,646 146	+ 2,4	+ 1,078 459
11	0	− 0,800 186	− 1,892	− 0,848 35
13	0	+ 0,397 022	+ 1,57	+ 0,704 40
15	0	− 0,200 717	− 1,35	− 0,604 52
17	0	+ 0,102 473	+ 1,177	+ 0,526 47
19	0	− 0,053 571	− 1,055	− 0,472 99

in großen Zügen gezeigt werden. Für die Fälle II und III ist sie sinngemäß.

Für den Ersatzquerschnitt (Bild 22) wurde die Schubbeanspruchung zwischen der erwärmten Blechwand und den beiden nicht erwärmten Blechwänden — wie in Bild 23 angegeben — aus der Bedingung bestimmt, daß die Längenänderung des von den beiden Seitenwänden vorübergehend losgetrennt gedachten Rückenbleches durch Erwärmung um $\Delta t = 30^\circ \text{C}$ gleich der Summe der Dehnungen der einzelnen Blechwände an der Verbindungsstelle im Verbundquerschnitt ist.

Das heißt, es muß sein: $\Delta \varepsilon_t = \varepsilon_u - \varepsilon_o \dots \dots \dots (8)$
 $\Delta \varepsilon_t$ wurde in die Fourier-Reihe entwickelt:

$$\Delta \varepsilon_t = \varepsilon_1 \cos \frac{\pi}{l} \cdot x - \varepsilon_3 \cos 3 \frac{\pi}{l} \cdot x + \varepsilon_5 \cos 5 \frac{\pi}{l} \cdot x - + \dots$$

mit $\varepsilon_n = \frac{\Delta \varepsilon_t}{n \pi} \cdot 4$

$$E \cdot \Delta \varepsilon_t = E \overline{\Delta \varepsilon_t} \cdot \frac{4}{\pi} \left[\cos \frac{\pi}{l} \cdot x - \frac{1}{3} \cos 3 \frac{\pi}{l} \cdot x + \frac{1}{5} \cos 5 \frac{\pi}{l} \cdot x - + \dots \right]$$

Wird für $E \varepsilon_u - E \varepsilon_o = K_n \tau_{on} \cos n \frac{\pi}{l} x$ gesetzt,

und für $E \Delta \varepsilon_t = E \overline{\Delta \varepsilon_t} \cdot \frac{4}{\pi} \left(\pm \frac{1}{n} \cdot \cos n \frac{\pi}{l} x \right)$ geschrieben,

so wird $E \overline{\Delta \varepsilon_t} \cdot \frac{4}{\pi} (\pm n) \cos n \frac{\pi}{l} x = K_n \cdot \tau_{on} \cos n \frac{\pi}{l} x$.

$$\text{Durch Koeffizientenvergleich folgt: } \tau_{on} = \frac{E \overline{\Delta \varepsilon_t} \cdot \frac{4}{\pi} \left(\pm \frac{1}{n} \right)}{K_n} \quad (9)$$

Hierbei ist $\overline{\Delta \varepsilon_t} = 30^\circ \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} = 3,6 \cdot 10^{-6}$.

Anschließend wurde die Ersatzbelastung

$$p = p_n \cos n \frac{\pi}{l} x$$

durch Vergleich der durch die Schubbeanspruchung hervorgerufenen Durchbiegung mit der des gewöhnlichen Balkens bestimmt:

$$E J_y u'''' = p_n \cos n \frac{\pi}{l} x$$

$$E J_y u_n \left(n \frac{\pi}{l} \right)^4 \cos n \frac{\pi}{l} x = p_n \cdot \cos n \frac{\pi}{l} x,$$

$$\text{daraus } p_n = \left(n \frac{\pi}{l} \right)^4 E J_y u_n \dots \dots \dots (10)$$

$$\left(l = 35,51 \text{ m; } \left(\frac{\pi}{l} \right)^4 E = 0,128652 \cdot 10^4 \right).$$

Für die vorstehend erwähnten Dehnungen ε_o und ε_u sowie für die Verschiebung u wurden Formeln verwendet, die aus den unter [4] angegebenen abgeleitet wurden. Dabei wurde für u die Verschiebung

am unteren Rand der Seitenwände eingesetzt, weil an diesem Rand der Verschluss gelagert ist. Ferner ist J_{yn} das für jedes Fourier-Glied entsprechend abgeminderte Trägheitsmoment des Verschlusskörpers (vgl. übernächsten Absatz).

Die zahlenmäßige Durchrechnung ergab die in Tafel 8 angegebene Ersatzbelastung für die Fälle I bis III.

Bei der Ermittlung des zu jedem Fourier-Glied gehörenden Trägheitsmomentes des Verschlusskörpers bei Berücksichtigung der Scheibenwirkung der einzelnen Verschlusskörper-Wände wurde in der Weise vorgegangen, daß für eine angenommene cosinus-förmig verteilte äußere Belastung σ_z (wenn auch hier zunächst nur der Fall I betrachtet wird) wieder die Schubbeanspruchung zwischen dem Rückenblech einerseits und den Seitenwänden (oberwasserseitiges Stauwand- und Bodenblech) andererseits analog (8) aus der Bedingung gleicher Dehnung

$$\varepsilon_o^\tau = \varepsilon_u^\sigma - \varepsilon_u^\tau \dots \dots \dots (11)$$

an der Verbundstelle ermittelt wurde. Die äußere Belastung σ_z wurde hierbei am unteren Rand der Seitenwände angesetzt, weil es wegen der Lagerkräfte besonders auf die Erfassung der Verhältnisse an dieser Stelle ankommt. Schließlich wurde die Verschiebung u am unteren Rand der Seitenwände des Verbundsystems infolge der Belastung σ_z bestimmt und dann durch Vergleich dieser Durchbiegung mit der des gewöhnlichen Balkens ähnlich (10) das für jedes Fourier-Glied in Frage kommende Trägheitsmoment gefunden.

$$E J_y u'''' = \sigma_z s_z$$

$$E J_{yn} \left(\frac{n \pi}{l} \right)^4 u_n = \sigma_{zn} s_z$$

$$J_{yn} = \frac{\sigma_{zn}}{E u_n} s_z \left(\frac{l}{n \pi} \right)^4 \dots \dots \dots (12)$$

s_z ist die Wanddicke, bei der die Vertikalaussteifung berücksichtigt ist. Wie im vorhergehenden Absatz wurden auch hier zur Berechnung der Dehnungen ε_u^σ , ε_u^τ und ε_o^τ sowie der Verschiebung u Formeln benutzt, die aus den unter [4] angegebenen abgeleitet wurden. Für die Fälle II und III wurde die Berechnung sinngemäß durchgeführt mit dem Ergebnis, daß sich für I_y und I_z etwa gleich große Abminderungsfaktoren ergaben.

Sämtliche Ergebnisse sind in Tafel 9 zusammengestellt.

Tafel 9. Trägheitsmomente

n	J_y	abgemindertes J_z
		bei Berücksichtigung der Scheibenwirkung
1	0,549 552 m ⁴	0,737 552 m ⁴
3	0,282 093 m ⁴	0,378 596 m ⁴
5	0,124 041 m ⁴	0,166 475 m ⁴
7	0,057 685 m ⁴	0,077 418 6 m ⁴
9	0,029 598 m ⁴	0,039 723 6 m ⁴
11	0,016 712 m ⁴	0,022 429 3 m ⁴
13	0,010 232 m ⁴	0,013 732 1 m ⁴
15	0,006 685 m ⁴	0,008 971 70 m ⁴
17	0,004 553 m ⁴	0,006 124 26 m ⁴
19	0,003 294 m ⁴	0,004 420 95 m ⁴

Bei der Bestimmung der Bettungsziffern k war außer der Biegesteifigkeit der oberwasserseitigen Betonwand als Kragarm insbesondere noch die Längssteifigkeit der Wand von maßgebendem Einfluß. Die an dieser Wand angreifenden Lagerkräfte aus ungleichmäßiger Erwärmung sind längs der Wand veränderlich. Außerdem besitzt die Wand nur an den beiden Pfeilern und in 10 973 mm Abstand davon eine Trennfuge. Da besonders in Nähe der Pfeiler die Lagerkräfte sehr veränderlich sind, unterliegt die Wand in diesem Bereich noch einer verdrehenden Beanspruchung. Eine genaue Erfassung dieser Verdrehung würde in einer Veränderlichkeit der Bettungsziffern k_{yy} , k_{yz} und k_{zz} zum Ausdruck kommen. Da dies aber einen erheblichen mathematischen Mehraufwand verlangt hätte, wurde lediglich eine Abschätzung dieses Einflusses derart vorgenommen, daß im wesentlichen die Verhältnisse an den Außenlagern, auf die es ankommt, erfaßt wurden. Die so bestimmten Bettungsziffern wurden dann der Berechnung als konstant über die Gesamtlänge der Wand zugrunde gelegt. Die Betonwand hat bei einer Dicke von 1,50 m das in Bild 24 skizzierte System.

Tafel 10. Bettungsziffern

	ohne Berücksichtigung der Längsteifigkeit	Mit Berücksichtigung der Längsteifigkeit
Verschlußkörper in Höchstlage		
k_{yy}	$+ 0,131401 \cdot 10^8$	$+ 17,904855 \cdot 10^8$
k_{yz}	$- 0,164518 \cdot 10^8$	$- 19,997808 \cdot 10^8$
k_{zz}	$+ 0,225638 \cdot 10^8$	$+ 22,375313 \cdot 10^8$
Verschlußkörper in Tiefstlage		
k_{yy}	$+ 0,301581 \cdot 10^8$	$+ 32,16186 \cdot 10^8$
k_{yz}	$+ 0,118916 \cdot 10^8$	$+ 16,24503 \cdot 10^8$
k_{zz}	$+ 0,035455 \cdot 10^8$	$+ 8,22767 \cdot 10^8$

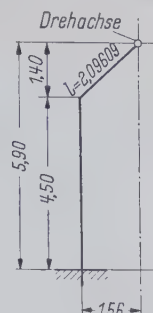


Bild 24. System der oberwasserseitigen Betonwand

Ohne auf weitere Einzelheiten einzugehen, werden sogleich in Tafel 10 die k -Werte gebracht, wie sie sich auf Grund der Zahlenrechnung ohne und mit Berücksichtigung der Längsteifigkeit der Betonwand ergaben. Tafel 10 zeigt deutlich den großen Einfluß der Längsteifigkeit.

Nach diesen Voruntersuchungen konnten nunmehr die drei Differentialgleichungen (6) gelöst werden.

Die allgemeine Lösung dieser drei Gleichungen lautet:

$$\left. \begin{aligned} y &= y_n \cos \alpha x + C \cdot e^{\beta x} \\ z &= z_n \cos \alpha x + D \cdot e^{\beta x} \\ \varphi &= \varphi_n \cos \alpha x + \frac{E}{a} \cdot e^{\beta x} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

spezielle homogene Lösung.

Das Einsetzen der speziellen Lösungen in die inhomogenen Differential-Gleichungen liefert die drei Gleichungen (14) zur Bestimmung der Fourier-Faktoren y_n , z_n und φ_n ($n = 1, 3, 5 \dots$)

$$\left. \begin{aligned} y_n (E J_z \alpha^4 + k_{yy}) + z_n k_{yz} + \varphi_n \cdot a (-k_{yy}) &= p_y \\ y_n \cdot k_{zy} + z_n (E J_y \alpha^4 + k_{zz}) + \varphi_n \cdot a (-k_{zy}) &= p_z \\ y_n \cdot k_{yy} + z_n \cdot k_{yz} + \varphi_n \cdot a \left(-G T \frac{\alpha^2}{a^2} - k_{yy} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} (14)$$

Das Einsetzen der homogenen Lösungen in die Differential-Gleichungen ergibt die drei homogenen Gleichungen (15)

$$\left. \begin{aligned} C (E J_z \beta^4 + k_{yy}) + D \cdot k_{yz} + E (-k_{yy}) &= 0 \\ C \cdot k_{zy} + D \cdot (E J_y \beta^4 + k_{zz}) + E (-k_{zy}) &= 0 \\ C \cdot k_{yy} + D \cdot k_{yz} + E \left(G T \frac{\beta^2}{a^2} - k_{yy} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} (15)$$

Durch Nullsetzen der Nennerdeterminante dieser drei homogenen Gleichungen wird die charakteristische Gleichung (16) erhalten:

$$\left. \begin{aligned} \beta^8 - \beta^6 \frac{k_{yy} \cdot a^2}{G T} + \beta^4 \left(\frac{k_{zz}}{E J_y} + \frac{k_{yy}}{E J_z} \right) - \beta^2 a^2 \frac{k_{yy} \cdot k_{zz} - k_{yz} \cdot k_{zy}}{G T \cdot E J_y} \\ + \frac{k_{yy} \cdot k_{zz} - k_{yz} \cdot k_{zy}}{E J_y \cdot E J_z} &= 0 \end{aligned} \right\} (16)$$

Von den 8 Wurzeln dieser Gleichung, die teils reell teils komplex sind, wurden im vorliegenden Fall nur die symmetrischen Lösungsanteile benötigt. Die antimetrischen Lösungsanteile wurden durch die Randbedingungen ohnehin eliminiert.

Wie noch gezeigt wird, liefert die charakteristische Gleichung stets 4 reelle und 4 komplexe Wurzelwerte $\left[\begin{smallmatrix} \pm \beta_1, \beta_3 = \omega + i \cdot \nu, \beta_5 = -\omega + i \cdot \nu \\ \pm \beta_2, \beta_4 = \omega - i \cdot \nu, \beta_6 = -\omega - i \cdot \nu \end{smallmatrix} \right]$. Läßt man bei den reellen Lösungen gleich die antimetrischen Anteile außer acht, so sind statt jeweils 8 Integrationskonstanten nur noch 6 Konstanten gesucht und die entsprechenden Lösungen lauten:

$$y = y_n \cos \alpha x + C_1 \cdot \mathcal{C} \circ \beta_1 x + C_2 \mathcal{C} \circ \beta_2 x + e^{\omega x} (C_3^* e^{i \nu x} + C_4^* e^{-i \nu x}) + e^{-\omega x} (C_5^* e^{i \nu x} + C_6^* e^{-i \nu x}),$$

$$z = z_n \cos \alpha x + D_1 \cdot \mathcal{C} \circ \beta_1 x + D_2 \mathcal{C} \circ \beta_2 x + e^{\omega x} (D_3^* e^{i \nu x} + D_4^* e^{-i \nu x}) + e^{-\omega x} (D_5^* e^{i \nu x} + D_6^* e^{-i \nu x}),$$

$$a \cdot \varphi = a \cdot \varphi_n \cos \alpha x + E_1 \cdot \mathcal{C} \circ \beta_1 x + E_2 \mathcal{C} \circ \beta_2 x + e^{\omega x} (E_3^* e^{i \nu x} + E_4^* e^{-i \nu x}) + e^{-\omega x} (E_5^* e^{i \nu x} + E_6^* e^{-i \nu x}).$$

Diese Lösungen lassen sich durch Elimination der antimetrischen Lösungsanteile aus den komplexen Lösungen weiter vereinfachen.

Zufolge

$$e^{i \nu x} = \cos \nu x + i \cdot \sin \nu x, \quad e^{-i \nu x} = \cos \nu x - i \sin \nu x, \\ e^{\omega x} = \mathcal{C} \circ \omega x + \mathcal{S} \circ \omega x, \quad e^{-\omega x} = \mathcal{C} \circ \omega x - \mathcal{S} \circ \omega x$$

kann der Ausdruck

$$e^{\omega x} (C_3^* e^{i \nu x} + C_4^* e^{-i \nu x}) + e^{-\omega x} (C_5^* e^{i \nu x} + C_6^* e^{-i \nu x})$$

ersetzt werden durch

$$\begin{aligned} &(C_3^* + C_4^* + C_5^* + C_6^*) \cdot \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \cos \nu x \\ &+ i (C_3^* - C_4^* - C_5^* + C_6^*) \cdot \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \sin \nu x \\ &+ i (C_3^* - C_4^* + C_5^* - C_6^*) \cdot \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \sin \nu x \\ &+ (C_3^* + C_4^* - C_5^* - C_6^*) \cdot \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \cos \nu x. \end{aligned}$$

Die beiden letzten Glieder sind die antimetrischen Anteile, die entfallen können.

Nun wird gesetzt:

$$\left. \begin{aligned} C_3 &= C_3^* + C_4^* + C_5^* + C_6^*, \quad C_3^* = \frac{1}{4} \left(C_3 + \frac{1}{i} C_4 \right) \\ C_4 &= i [C_3^* - C_4^* - C_5^* + C_6^*], \quad C_4^* = \frac{1}{4} \left(C_3 - \frac{1}{i} C_4 \right) \\ C_5 &= 0 = i [C_3^* - C_4^* + C_5^* - C_6^*], \quad C_5^* = \frac{1}{4} \left(C_3 - \frac{1}{i} C_4 \right) \\ C_6 &= 0 = C_3^* + C_4^* - C_5^* - C_6^*, \quad C_6^* = \frac{1}{4} \left(C_3 + \frac{1}{i} C_4 \right) \end{aligned} \right\} (17)$$

Damit erhält die allgemeine Lösung die Form:

$$\left. \begin{aligned} y &= y_n \cos \alpha x + C_1 \mathcal{C} \circ \beta_1 x + C_2 \mathcal{C} \circ \beta_2 x + C_3 \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \cos \nu x \\ &+ C_4 \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \sin \nu x \\ z &= z_n \cos \alpha x + D_1 \mathcal{C} \circ \beta_1 x + D_2 \mathcal{C} \circ \beta_2 x + D_3 \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \cos \nu x \\ &+ D_4 \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \sin \nu x \\ a \cdot \varphi &= a \cdot \varphi_n \cos \alpha x + E_1 \mathcal{C} \circ \beta_1 x + E_2 \mathcal{C} \circ \beta_2 x \\ &+ E_3 \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \cos \nu x + E_4 \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \sin \nu x \end{aligned} \right\} (18)$$

Ableitungen:

$$\left. \begin{aligned} y &= C_3 \cdot \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \cos \nu x + C_4 \cdot \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \sin \nu x \\ y' &= C_3 [\omega \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \cos \nu x - \nu \mathcal{C} \circ \omega x \sin \nu x] \\ &+ C_4 [\omega \mathcal{C} \circ \omega x \sin \nu x + \nu \mathcal{S} \circ \omega x \cos \nu x] \\ y'' &= C_3 [(\omega^2 - \nu^2) \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \cos \nu x - 2 \omega \nu \cdot \mathcal{S} \circ \omega x \sin \nu x] \\ &+ C_4 [(\omega^2 - \nu^2) \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \sin \nu x + 2 \omega \nu \cdot \mathcal{C} \circ \omega x \cos \nu x] \\ y''' &= C_3 [\omega (\omega^2 - 3 \nu^2) \mathcal{S} \circ \omega x \cdot \cos \nu x - \nu (3 \omega^2 - \nu^2) \mathcal{C} \circ \omega x \sin \nu x] \\ &+ C_4 [\omega (\omega^2 - 3 \nu^2) \mathcal{C} \circ \omega x \cdot \sin \nu x + \nu (3 \omega^2 - \nu^2) \mathcal{S} \circ \omega x \cos \nu x] \\ y'''' &= C_3 [(\omega^4 - 6 \omega^2 \nu^2 + \nu^4) \mathcal{C} \circ \omega x \cos \nu x \\ &- 4 \omega \nu (\omega^2 - \nu^2) \mathcal{S} \circ \omega x \sin \nu x] + C_4 [(\omega^4 - 6 \omega^2 \nu^2 + \nu^4) \\ &\times \mathcal{S} \circ \omega x \sin \nu x + 4 \omega \nu (\omega^2 - \nu^2) \mathcal{C} \circ \omega x \cos \nu x]. \end{aligned} \right\} (19)$$

In der allgemeinen Lösung sind lediglich die Konstanten C_1 bis C_4 unbekannt, weil für die übrigen Konstanten das Verhältnis zu C angegeben werden kann. Durch Ausklammern von C aus den drei homogenen Gleichungen (15) können folgende Verhältnisse für C

und $\frac{E}{C}$ ermittelt werden:

$$\left. \begin{aligned} \frac{D}{C} &= + \frac{E J_z \beta^4}{(E J_y \beta^4 + k_{zz}) \frac{k_{yy}}{k_{yz}} - k_{yz}} \\ \frac{E}{C} &= + \frac{(E J_y \beta^4 + k_{zz}) (E J_z \beta^4 + k_{yy}) - k_{yz}^2}{(E J_y \beta^4 + k_{zz}) k_{yy} - k_{yz}^2} \\ \text{oder} \\ \frac{D}{C} &= - \frac{E J_z \beta^4 + k_{yy} \left(1 - \frac{E J_z}{G T} (\beta \cdot a)^2 \right)}{k_{yz}} \\ \frac{E}{C} &= + \frac{E J_z}{G T} (a \cdot \beta)^2 \end{aligned} \right\} \dots (20)$$

oder

$$\left. \begin{aligned} \frac{D}{C} &= - \frac{(G T \frac{\beta^2}{a^2} - k_{yy}) k_{yz} + k_{yz} \cdot k_{yy}}{(E J_y \beta^4 + k_{zz}) (G T \frac{\beta^2}{a^2} - k_{yy}) + k_{yz}^2} \\ \frac{E}{C} &= - \frac{(E J_y \beta^4 + k_{zz}) k_{yy} - k_{yz}^2}{(E J_y \beta^4 + k_{zz}) (G T \frac{\beta^2}{a^2} - k_{yy}) + k_{yz}^2} \end{aligned} \right\}$$

Ferner bestehen noch folgende Beziehungen:

$$\left. \begin{aligned} D_3 &= D_3^* + D_4^* + D_5^* + D_6^* = \frac{D_3^*}{C_3^*} C_3^* + \frac{D_4^*}{C_4^*} C_4^* \\ &\quad + \frac{D_5^*}{C_5^*} C_5^* + \frac{D_6^*}{C_6^*} C_6^* \\ D_4 &= i [D_3^* - D_4^* - D_5^* + D_6^*] = i \left[\frac{D_3^*}{C_3^*} C_3^* - \frac{D_4^*}{C_4^*} C_4^* \right. \\ &\quad \left. - \frac{D_5^*}{C_5^*} C_5^* + \frac{D_6^*}{C_6^*} C_6^* \right] \\ C_3^* &= C_6^* \text{ analog } D_3^* = D_6^* \text{ folglich auch: } \frac{D_3^*}{C_3^*} = \frac{D_6^*}{C_6^*} \\ C_4^* &= C_5^* \quad D_4^* = D_5^* \quad \frac{D_4^*}{C_4^*} = \frac{D_5^*}{C_5^*} \end{aligned} \right\} (21)$$

Bei der Zahlenrechnung wurden für die Verhältnisse

$$\frac{D_3^*}{C_3^*} \text{ und } \frac{D_4^*}{C_4^*} \text{ Ausdrücke in folgender Form erhalten:}$$

$$\frac{D_3^*}{C_3^*} = -a + i \cdot b \quad \frac{D_4^*}{C_4^*} = -a - i \cdot b.$$

Mit den Formeln (17) lassen sich dann folgende vereinfachte Ausdrücke für D_3 und D_4 ableiten:

$$\left. \begin{aligned} D_3 &= \frac{D_3^*}{C_3^*} \frac{1}{4} (C_3 - i C_4) + \frac{D_4^*}{C_4^*} \frac{1}{4} (C_3 + i C_4) \\ &\quad + \frac{D_4^*}{C_4^*} \frac{1}{4} (C_3 + i C_4) + \frac{D_3^*}{C_3^*} \frac{1}{4} (C_3 - i C_4) \\ D_3 &= \frac{D_3^*}{C_3^*} \frac{1}{2} (C_3 - i C_4) + \frac{D_4^*}{C_4^*} \frac{1}{2} (C_3 + i C_4) \\ D_3 &= (-a + i \cdot b) \frac{1}{2} (C_3 - i C_4) + (-a - i \cdot b) \frac{1}{2} \\ &\quad \times (C_3 + i C_4) = -a \cdot C_3 + b \cdot C_4 \\ D_4 &= i \left[\frac{D_3^*}{C_3^*} \frac{1}{2} (C_3 - i C_4) - \frac{D_4^*}{C_4^*} \frac{1}{2} (C_3 + i C_4) \right] \\ &= -b C_3 - a C_4. \end{aligned} \right\} (22)$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten dienen die Randbedingungen.

Für $x = \frac{l}{2}$ soll sein:

$$\left. \begin{aligned} 1. \quad M_y &= 0 \text{ oder } y'' = 0 \\ 2. \quad M_z &= 0 \text{ oder } z'' = 0 \\ 3. \quad Q_y &= \frac{P_{yn}}{n \pi} \text{ oder } y''' = \frac{P_{yn}}{n \pi E J_z} \\ 4. \quad Q_z &= \frac{P_{zn}}{n \pi} \text{ oder } z''' = \frac{P_{zn}}{n \pi E J_y} \end{aligned} \right\} \text{ aus der auf-} \\ \text{gebrachten Ersatzbelastung} \quad (23)$$

Mit Hilfe (19) ergeben sich die Gleichungen (24)

$$\left. \begin{aligned} y'' &= -\alpha^2 y_n \cos \alpha x + C_1 \beta_1^2 \mathfrak{C} \mathfrak{O} \beta_1 x + C_2 \beta_2^2 \mathfrak{C} \mathfrak{O} \beta_2 x \\ &\quad + C_3 [(\omega^2 - \nu^2) \mathfrak{C} \mathfrak{O} \omega x \cdot \cos \nu x - 2 \omega \nu \mathfrak{S} \mathfrak{in} \omega x \cdot \sin \nu x] \\ &\quad + C_4 [(\omega^2 - \nu^2) \mathfrak{S} \mathfrak{in} \omega x \cdot \sin \nu x + 2 \omega \nu \mathfrak{C} \mathfrak{O} \omega x \cdot \cos \nu x] \\ y''' &= \alpha^3 y_n \sin \alpha x + C_1 \beta_1^3 \mathfrak{S} \mathfrak{in} \beta_1 x + C_2 \beta_2^3 \mathfrak{S} \mathfrak{in} \beta_2 x \\ &\quad + C_3 [\omega (\omega^2 - 3 \nu^2) \mathfrak{S} \mathfrak{in} \omega x \cdot \cos \nu x - \nu \\ &\quad \times (3 \omega^2 - \nu^2) \mathfrak{C} \mathfrak{O} \omega x \cdot \sin \nu x] \\ &\quad + C_4 [\omega (\omega^2 - 3 \nu^2) \mathfrak{C} \mathfrak{O} \omega x \cdot \sin \nu x + \nu \\ &\quad \times (3 \omega^2 - \nu^2) \mathfrak{S} \mathfrak{in} \omega x \cdot \cos \nu x] \end{aligned} \right\} (24)$$


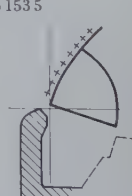
analog z'' und z''' . Lediglich ist D an Stelle von C zu setzen.

Die Ergebnisse der weiteren Zahlenrechnung sind in den Tafeln 11 und 12 zusammengefaßt. Da sich zeigte, daß der Fall III ausschlaggebend ist, wurden hierfür drei Fourier-Glieder und für Fall I und II lediglich das erste Glied bestimmt. Jeder Rechnungsabschnitt wurde kontrolliert mit Hilfe der Bedingung, daß für

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{l}{2} \quad M_d = 0 \text{ oder} \\ y' \cdot a &= 0 = -\varphi_n \cdot a \cdot \alpha + E_1 \beta_1 \mathfrak{S} \mathfrak{in} \beta_1 \frac{l}{2} + E_2 \beta_2 \mathfrak{S} \mathfrak{in} \beta_2 \frac{l}{2} \\ &\quad + E_3 \left[\omega \mathfrak{S} \mathfrak{in} \omega \frac{l}{2} \cdot \cos \nu \frac{l}{2} - \nu \mathfrak{C} \mathfrak{O} \omega \frac{l}{2} \cdot \sin \nu \frac{l}{2} \right] \\ &\quad + E_4 \left[\omega \mathfrak{C} \mathfrak{O} \omega \frac{l}{2} \cdot \sin \nu \frac{l}{2} + \nu \mathfrak{S} \mathfrak{in} \omega \frac{l}{2} \cdot \cos \nu \frac{l}{2} \right] \end{aligned} \right\} (25)$$

sein muß.

Tafel 11. Bestimmung der Integrationskonstanten für Verschlusskörper in Höchstlage (Fall I und II)

	Steifigkeiten	Wurzelwerte der charakteristischen Gl. (16)	Konstanten-Verhältnisse nach (20)	
			$\frac{D}{C}$	$\frac{E}{C}$
1. Fourier-Glied $n = 1$	$EJ_{y1} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,549 552 = 11,540 592 \cdot 10^6$	$\beta_1 = 0,361 385 5$	- 1,246 339 2	+ 2,406 782 0
	$EJ_{z1} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,737 552 = 15,488 592 \cdot 10^6$	$\beta_2 = 4,599 732 9$	- 1,498 979	+ 389,906 524
	$GT = 8,1 \cdot 10^6 \cdot 1,082 522 = 8,768 428 \cdot 10^6$		+ 0,766 337 3	+ 0,142 935 98
	(Faktor $a^2 = 3,23^2 = 10,432 9$)	$\beta_3, 4, 5, 6 = \pm (0,151 308 1 \pm i \cdot 0,123 036 5)$	- i · 0,613 8 94	+ i · 0,686 153 5
			+ 0,766 337 3 3	+ 0,142 935 98
			+ i · 0,613 894 3	- i · 0,686 153 5
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>a) Rückenblech erwärmt</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>b) o w-seitiges Stauwandblech erwärmt</p> </div> </div>				
Lösungen der inhomogenen Gl. (14)				
mit $p_{y1} = 0$ und $p_{z1} = + 9,039 508$ (s. Tafel 8)				
$y_1 = + 211,873 266 \cdot 10^{-6}$				
$z_1 = + 217,076 461 \cdot 10^{-6}$				
$\varphi_1 \cdot a = - 30,566 696 \cdot 10^{-6}$				
mit $p_{y1} = + 6,123 978$ und $p_{z1} = + 3,172 147$ (s. Tafel 8)				
$y_1 = + 10,285 913 \cdot 10^{-4}$				
$z_1 = + 2,197 744 \cdot 10^{-4}$				
$\varphi_1 \cdot a = + 7,828 402 \cdot 10^{-4}$				
Integrations-Konstanten (23/24)				
$C_1 = - 0,215 304 3 \cdot 10^{-6}$	$E_1 = \frac{E_1}{C_1} \cdot C_1 = - 0,518 190 \cdot 10^{-6}$	$C_1 = - 0,245 212 5 \cdot 10^{-6}$	$E_1 = - 0,590 174 \cdot 10^{-6}$	
$C_2 = - 0,144 590 6 \cdot 10^{-42}$	$E_2 = \frac{E_2}{C_2} \cdot C_2 = - 56,376 974 \cdot 10^{-42}$	$C_2 = + 0,151 222 7 \cdot 10^{-42}$	$E_2 = + 58,962 834 \cdot 10^{-42}$	
$C_3 = + 0,132 222 9 \cdot 10^{-4}$	$E_3 = + a C_3 + b C_4 = - 74,381 448 \cdot 10^{-6}$	$C_3 = + 0,130 721 5 \cdot 10^{-4}$	$E_3 = - 75,858 571 \cdot 10^{-6}$	
$C_4 = - 1,111 578 3 \cdot 10^{-4}$	$E_4 = - b C_3 + a C_4 = - 24,960 982 \cdot 10^{-6}$	$C_4 = - 1,132 793 0 \cdot 10^{-4}$	$E_4 = - 25,161 164 \cdot 10^{-6}$	
(siehe Gl. (22))				

Tafel 12. Bestimmung der Integrationskonstante für Verschlusskörper in Tiefstlage (Fall III)

Steifigkeiten	Wurzelwerte der charakteristischen Gl. (16)	Konstanten-Verhältnisse nach (20)		Lösungen der inhomogenen Gl. (14)	Integrationskonstanten (23/24)
		D	C		
1. Fourier-Glied $n = 1$	$EJ_{y1} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,549\,552 = 11,540\,592 \cdot 10^6$	$\beta_1 = 0,259\,665$	$+ 1,242\,574$	mit $p_{y1} = 6,123\,978$ und $p_{z1} = 3,172\,147$ (s. Tafel 8)	$E_1 = \frac{E_1}{C_1} \cdot C_1 = - 0,038\,850\,01 \cdot 10^{-6}$ $E_2 = \frac{E_2}{C_2} \cdot C_2 = - 0,078\,138\,92 \cdot 10^{-64}$ $E_3 = - 1,125\,795\,5 \cdot 10^{-6}$ $E_4 = + a\,C_3 + b\,C_4 = + 2,953\,726 \cdot 10^{-6}$ $E_5 = - b\,C_3 + a\,C_4 = + 1,028\,971 \cdot 10^{-6}$
	$EJ_{z1} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,737\,552 = 15,488\,592 \cdot 10^6$	$\beta_2 = 6,180\,131$	$+ 703,867\,173$	$y_1 = + 8,049\,567 \cdot 10^{-4}$	$E_1 = \frac{E_1}{C_1} \cdot C_1 = - 0,038\,850\,01 \cdot 10^{-6}$ $E_2 = \frac{E_2}{C_2} \cdot C_2 = - 0,078\,138\,92 \cdot 10^{-64}$ $E_3 = - 1,125\,795\,5 \cdot 10^{-6}$ $E_4 = + a\,C_3 + b\,C_4 = + 2,953\,726 \cdot 10^{-6}$ $E_5 = - b\,C_3 + a\,C_4 = + 1,028\,971 \cdot 10^{-6}$
	$GT = 8,1 \cdot 10^6 \cdot 1,082\,522 = 8,768\,428 \cdot 10^6$	$\beta_{3,4,5,6} = \pm (0,145\,300 \pm i \cdot 0,135\,403)$	$+ 5,119\,814 \cdot 10^{-2}$ $+ i \cdot 72,513\,354 \cdot 10^{-2}$ $+ 5,119\,814 \cdot 10^{-3}$ $+ i \cdot 1,435\,309$	$z_1 = + 0,198\,654 \cdot 10^{-4}$ $q_1 \cdot a = + 8,148\,244 \cdot 10^{-4}$	$E_2 = \frac{E_2}{C_2} \cdot C_2 = - 0,078\,138\,92 \cdot 10^{-64}$ $E_3 = - 1,125\,795\,5 \cdot 10^{-6}$ $E_4 = + a\,C_3 + b\,C_4 = + 2,953\,726 \cdot 10^{-6}$ $E_5 = - b\,C_3 + a\,C_4 = + 1,028\,971 \cdot 10^{-6}$
			$+ 1,242\,574$ $+ 703,867\,173$ $+ 5,119\,814 \cdot 10^{-2}$ $+ i \cdot 72,513\,354 \cdot 10^{-2}$ $+ 5,119\,814 \cdot 10^{-3}$ $+ i \cdot 1,435\,309$		
2. Fourier-Glied $n = 3$	$EJ_{y2} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,282\,093 = 5,923\,953 \cdot 10^6$	$\beta_1 = 0,369\,190\,9$	$+ 1,289\,379$	mit $p_{y3} = - 9,019\,322$ und $p_{z3} = - 4,038\,469$	$E_1 = - 0,598\,531 \cdot 10^{-8}$ $E_2 = + 2,191\,387 \cdot 10^{-53}$ $E_3 = + 41,253\,795 \cdot 10^{-8}$ $E_4 = + 52,873\,332 \cdot 10^{-8}$
	$EJ_{z2} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,378\,596 = 7,950\,516 \cdot 10^6$	$\beta_2 = 6,174\,509\,3$	$+ 360,647\,989$	$y_3 = - 0,847\,460 \cdot 10^{-4}$	$E_1 = - 0,598\,531 \cdot 10^{-8}$ $E_2 = + 2,191\,387 \cdot 10^{-53}$ $E_3 = + 41,253\,795 \cdot 10^{-8}$ $E_4 = + 52,873\,332 \cdot 10^{-8}$
	$GT = 8,1 \cdot 10^6 \cdot 1,082\,522 = 8,768\,428 \cdot 10^6$	$\beta_{3,4,5,6} = \pm (0,169\,059\,4 - i \cdot 0,159\,728\,6)$	$+ 0,929\,021\,02$ $+ i \cdot 0,510\,893\,8$	$z_3 = - 0,226\,768 \cdot 10^{-4}$ $q_3 \cdot a = - 0,960\,231 \cdot 10^{-4}$	$E_2 = + 2,191\,387 \cdot 10^{-53}$ $E_3 = + 41,253\,795 \cdot 10^{-8}$ $E_4 = + 52,873\,332 \cdot 10^{-8}$
			$+ 1,289\,379$ $+ 360,647\,989$ $+ 0,929\,021\,02$ $+ i \cdot 0,510\,893\,8$		
3. Fourier-Glied $n = 5$	$EJ_{y3} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,124\,041 = 2,601\,861 \cdot 10^6$	$\beta_1 = 0,564\,805\,5$	$+ 1,326\,934\,3$	mit $p_{y5} = + 4,886\,007$ und $p_{z5} = + 2,434\,299$	$E_1 = - 0,079\,967\,684 \cdot 10^{-9}$ $E_2 = + 92,478\,7295 \cdot 10^{-55}$ $E_3 = - 0,017\,389\,358 \cdot 10^{-8}$ $E_4 = + 5,845\,5189 \cdot 10^{-8}$
	$EJ_{z3} = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,166\,475 = 3,495\,975 \cdot 10^6$	$\beta_2 = 6,159\,668\,0$	$+ 157,821\,542\,9$	$y_5 = + 14,299\,716 \cdot 10^{-4}$	$E_1 = - 0,079\,967\,684 \cdot 10^{-9}$ $E_2 = + 92,478\,7295 \cdot 10^{-55}$ $E_3 = - 0,017\,389\,358 \cdot 10^{-8}$ $E_4 = + 5,845\,5189 \cdot 10^{-8}$
	$GT = 8,1 \cdot 10^6 \cdot 1,082\,522 = 8,768\,428 \cdot 10^6$	$\beta_{3,4,5,6} = \pm (0,204\,757\,7 \pm i \cdot 0,196\,676\,9)$	$+ 0,013\,493\,369$ $+ i \cdot 0,335\,023\,63$ $+ 0,013\,493\,369$ $+ i \cdot 0,335\,023\,63$	$z_5 = + 7,648\,801 \cdot 10^{-4}$ $q_5 \cdot a = + 18,070\,739 \cdot 10^{-4}$	$E_2 = + 92,478\,7295 \cdot 10^{-55}$ $E_3 = - 0,017\,389\,358 \cdot 10^{-8}$ $E_4 = + 5,845\,5189 \cdot 10^{-8}$
			$+ 1,326\,934\,3$ $+ 157,821\,542\,9$ $+ 0,013\,493\,369$ $+ i \cdot 0,335\,023\,63$ $+ 0,013\,493\,369$ $+ i \cdot 0,335\,023\,63$		

Hiermit waren die Voraussetzungen erfüllt, unmittelbar die Auflagerkräfte bestimmen zu können. Dies geschah zweckmäßig mit der an Hand von Bild 25 sich ergebenden Formel (26)

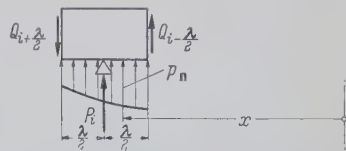


Bild 25. Gleichgewicht an einem Verschlusskörper-Abschnitt zur Bestimmung der dazugehörigen Lagerkraft

$$\sum V = 0: Q_{i+\frac{\lambda}{2}} - Q_{i-\frac{\lambda}{2}} - \int_{x_i-\frac{\lambda}{2}}^{x_i+\frac{\lambda}{2}} p_n dx - P_i = 0$$
$$P_i = \Delta Q - \int_{x_i-\frac{\lambda}{2}}^{x_i+\frac{\lambda}{2}} p_n dx = \Delta Q - \Delta p_n \dots (26)$$

Dabei wurde verwendet:

$$\frac{Q_y}{E J_z} = y''' = \alpha^3 \cdot y_n \sin \alpha x + C_1 \beta_1^3 \sin \beta_1 x + C_2 \beta_2^3 \sin \beta_2 x$$
$$+ C_3 [\omega (\omega^2 - 3 \nu^2) \sin \omega x \cdot \cos \nu x - \nu (3 \omega^2 - \nu^2) \cos \omega x \cdot \sin \nu x]$$
$$+ C_4 [\omega (\omega^2 - 3 \nu^2) \cos \omega x \cdot \sin \nu x + \nu (3 \omega^2 - \nu^2) \sin \omega x \cdot \cos \nu x]$$

$\frac{Q_z}{E J_y} = z'''$ analog y''' , lediglich ist y durch z und C durch D zu ersetzen.

$$\int_{x_i-\frac{\lambda}{2}}^{x_i+\frac{\lambda}{2}} p_n \cdot dx = \int_{x_i-\frac{\lambda}{2}}^{x_i+\frac{\lambda}{2}} p_n \cos \alpha x \cdot dx$$
$$= \frac{p_n}{\alpha} \cdot \left(\sin \alpha x_{i-\frac{\lambda}{2}} - \sin \alpha x_{i+\frac{\lambda}{2}} \right)$$

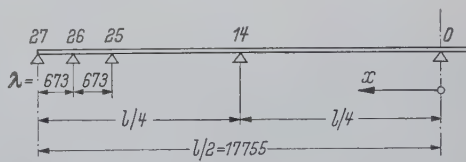


Bild 26. Übersichtsskizze mit den Lagern, deren Kräfte bestimmt wurden

Tafel 13. Die errechneten Lagerkräfte

Lager	I. Verschluss in Höchstlage Rückenbl. erwärmt $n = 1$		II. Verschluss in Höchstlage OW-Stauw. erwärmt $n = 1$		III. Verschluss in Tiefstlage OW-Stauwand erwärmt					
	P_y	P_z	P_y	P_z	$n = 1$		$n = 3$		$n = 5$	
27	-26,3	38,1	24,6	-18,4	56,4	28,4	20,6	10,3	6,4	3,3
26	-3,0	20,4	9,3	6,9	7,9	3,9	1,9	1,3	0,2	0,1
25	2,5	11,7	1,9	12,6	-2,2	-0,2	-1,6	-0,6	-1,2	-0,6
14	1,5	-3,9	-1,1	-1,0	0,6	1,0	1,6	1,6	1,5	0,8
0	0,8	-7,1	-4,4	-3,2	-3,7	-2,2	3,8	2,2	-2,0	-0,6

Für die in der Übersichtsskizze (Bild 26) angedeuteten Lager wurden auf diese Weise die in Tafel 13 aufgeführten Kräfte gefunden. Man erkennt, daß in der Hauptsache die beiden Endlager beträchtliche Kräfte erhalten. Ferner stellt man bei Fall III an den beiden äußeren Lagern ein gutes Abklingen mit fortschreitendem n fest. Bei den übrigen ist kein Abklingen in dem Maße erkennbar. Wie die Rechnung weiterhin zeigte, überwiegt bei den mittleren Lagern der Anteil von p_n .

Tafel 14. Die für die Außenlager endgültig zugrunde gelegten Lagerkräfte

Lager	Fall I		Fall II		Fall III	
	P_y	P_z	P_y	P_z	P_y	P_z
27	-40,3	58,4	37,7	-28,4	85,7	43,6
26	-3,8	28,8	11,8	9,7	10,0	5,5

Bei Fall I und II bestimmte man schließlich die weiteren Fourier-Glieder der Lagerkräfte 26 und 27, indem die für Fall III ermittelten entsprechend umgerechnet wurden (Tafel 14). Für die übrigen Lager wurden die Kräfte zugrunde gelegt, wie sie sich aus

den Belastungen p_{yn} und p_{zn} unter Vernachlässigung der Querkkräfte Q_y und Q_z errechnen. In Tafel 15 sind einige dieser Kräfte angegeben.

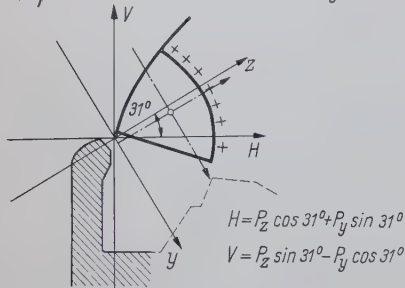
Tafel 15. Lagerkräfte an verschiedenen Normallagern

x (m)	Fall I				Fall II und Fall III			
	$p_y(x)$	$p_z(x)$	$P_y(z)$	$P_z(z)$	$p_y(x)$	$p_z(x)$	$P_y(z)$	$P_z(z)$
15,9795	0	17,918	0	12,10	18,824	8,655	12,7	5,9
15,09175	0	21,552	0	14,50	15,882	7,423	10,7	5,0
14,204	0	22,049	0	14,90	13,076	6,231	8,9	4,2

Um eine bessere Vergleichsgrundlage zu erhalten, sind in Tafel 16 für die gleichen Lagerkräfte die Horizontal- und Vertikal-komponenten zusammengestellt.

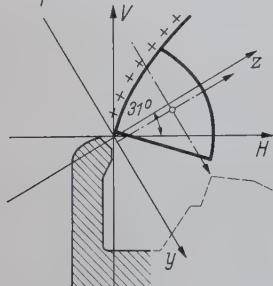
Tafel 16. Die Horizontal- und Vertikal-komponenten der in den Tafeln 14 und 15 angegebenen Lagerkräfte

Temperaturfall I: Verschuß in Höchstlage — Rückenblech erwärmt



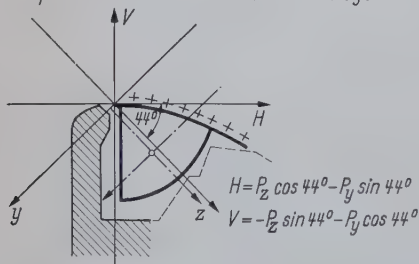
Lager	x [m]	H [t]	V [t]
27		-29,0	-64,5
26		-21,8	-17,8
	15,9795	+10,40	+8,25
	15,0918	+12,50	+7,45
	14,2040	+12,80	+7,70

Temperaturfall II: Verschuß in Höchstlage — OW-Stauwandblech erwärmt



Lager	x [m]	H [t]	V [t]
27		-5,0	-47,0
26		+14,5	-5,5
	15,9795	+4,7	+13,3
	15,0918	+4,0	+11,2
	14,2040	+3,2	+9,4

Temperaturfall III: Verschuß in Tiefstlage — OW-Stauwandblech erwärmt



Lager	x [m]	H [t]	V [t]
27		-28,0	-92,0
26		-3,1	-10,9
	15,9795	-11,57	+7,90
	15,0918	-9,80	+6,60
	14,2040	-8,20	+5,50

Man erhält einen Begriff von der Größe der Endlagerkräfte, die allein durch eine ungleichmäßige Erwärmung des Verschlusskörpers hervorgerufen werden, wenn man die Werte der Tafel 16 mit denjenigen der normalen Betriebsfälle (Tafel 17) vergleicht. Bei den letztgenannten Kräften wurde das Eigengewicht des Verschlusses und die gesamte Wasserauflast auf sämtliche Lager gleichmäßig verteilt.

Auf Grund dieser Untersuchung wurde somit festgestellt, daß sich trotz wirklichkeitsnaher Erfassung der durch die unterschiedliche Erwärmung hervorgerufenen Verformungen und trotz Berücksichtigung der elastischen Nachgiebigkeit an der Wehrsohle sowie der Torsionsweichheit des Verschlusses Endlagerkräfte bei ungleichmäßiger Erwärmung des Verschlusskörpers ergeben, die im Vergleich zu den übrigen Lagerkräften einen geradezu spitzenförmigen Anstieg aufweisen. Eine Abminderung dieser Werte ließ sich sicherlich erreichen, wenn alle Lager das größtmögliche Spiel und die Querrahmen des Verschlusses nur die unbedingt notwendige Biegesteifigkeit erhalten, so daß die daraus sich ergebende Weichheit noch zusätzlich in Rechnung gestellt werden kann.

Tafel 17. Die Lagerkräfte aus Eigengewicht des Verschlusses und aus Wasserauflast

	Verschuß in Höchstlage Stauhöhe: h = 6,28 m über Drehgelenk	Verschuß in Tiefstlage HHW: h = 9,32 m über Drehgelenk
V =	+ 9,4 t	- 7,6 t
H =	+ 20,7 t	- 1,4 t

Wie vorstehend im einzelnen klargelegt, können die Endlagerkräfte von Wehrverschlüssen, die längs einer horizontalen Achse gelenkig auf der Wehrsohle gelagert sind, in gewissen Fällen Kräfte erhalten, die nicht mehr als gleichwertig mit den Kräften der übrigen Lager betrachtet werden können.

6. Zusammenfassung

In Abschnitt 2 wurde gezeigt, daß bei einer Fischbauchklappe bereits unter normaler Betriebsbelastung eine Steigerung der Endlagerkräfte über den rechnerischen Mittelwert aller Lagerkräfte auftreten kann; in Abschnitt 3 wurden dann für eine Fischbauchklappe und schließlich in Abschnitt 5 für einen Trommelwehrverschluss Endlagerkräfte — hervorgerufen allein durch ungleichmäßige Erwärmung des Verschlusskörpers — in der gleichen Größenordnung, wie in Abschnitt 2 nach verschiedenen Methoden gefunden. Je nach Lage der Verhältnisse können die Endlagerkräfte sogar spitzenförmig ansteigen, so daß bei Zugrundelegung derartiger Kräfte die konstruktive Ausbildung der Endlager einen besonderen Aufwand verlangen würde.

Es ist dann im allgemeinen die Aufgabe zu lösen, den Zuwachs der Endlagerkräfte in erträglichen Grenzen zu halten. Außer der Wahl größerer Lagerabstände und eines reichlichen Lagerspiels laufen alle übrigen Möglichkeiten hierzu am Ende darauf hinaus, den Verschlusskörper „weich“ zu lagern. Letzteres kann erreicht werden durch eine elastische Lagerung des Verschlusskörpers auf der Wehrsohle (vgl. Abschnitt 4 und 5), durch Erfassung einer möglichenweise vorhandenen Torsionsweichheit des Verschlusskörpers (vgl. Abschnitt 5) und durch Berücksichtigung der Verformungen infolge Biegung der Querrahmen des Verschlusskörpers (vgl. Abschnitt 4), sofern diese Querrahmen weniger biegesteif ausgebildet sind.

Mit den vorstehenden Ausführungen sollten einige Hinweise gegeben werden, wie man bei der Behandlung derartiger Fragen vorgehen kann.

Schrifttum

- [1] Peters, K.: Untersuchung des Kräfteverlaufes an torsionssteifen Staupklappen. Dissertation Technische Hochschule Karlsruhe 1952.
- [2] Cicin, P.: Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme. Bauingenieur 33 (1958) H. 10, S. 367.
- [3] Timoshenko, S. und Lessels, I. M.: Festigkeitslehre. Springer-Verlag Berlin 1928, S. 125.
- [4] Eslinger, M.: Die orthotrope Scheibe. Stahlbau 28 (1959) H. 1, S. 183/87.

Verschiedenes

Stahlbau-Tagung Berlin 1960

Die im Turnus von zwei Jahren stattfindende deutsche Stahlbau-Tagung ist in diesem Jahr am 13./14. Juni 1960 in Berlin vorgesehen. Eine Mitteilung über das Programm wird in einem der nächsten Hefte der Zeitschrift DER STAHLBAU erscheinen.

Bücherschau

Kollbrunner, C. F. und Milosavljević, S.: Betrachtungen zur Frage von Stahlbauvorschriften. Heft Nr. 23 der Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau. Herausgegeben durch die A. G. Conrad Zschokke, Stahlbau und Kesselschmied Döttingen (Aargau), Schweiz. Verlag Leemann, Zürich 1959, SFr. 2,—.

Das in der Schriftreihe „Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau“ von der A. G. Conrad Zschokke, Stahlbau und Kesselschmied, Döttingen (Schweiz) herausgegebene Heft Nr. 23 befaßt sich mit der Frage der Angleichung und Vereinheitlichung der Stahlbauvorschriften europäischer Länder mit dem Ziel, eine für den Großraum Europa gültige Vorschriftensammlung zu schaffen, die einer kommenden europäischen Zusammenarbeit auf dem Gebiet des Stahlbaues dienlich sein kann.

Die Verfasser machen wohlgedachte Vorschläge für die Grundsätze, die bei der Aufstellung gemeinsamer Stahlbauvorschriften zu beachten sind, ohne die Schwierigkeiten, die einem solchen Unterfangen entgegenstehen, zu verkennen.

Dipl.-Ing. E. Weyel

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Schweißfachingenieur- und Schweißfachmann-Lehrgänge in Frankfurt am Main

Die amtlich anerkannte Ausbildungs- und Prüfstelle für Schweißtechnik in Frankfurt am Main (Leitung Prof. Ing. habil Hermann Holler, Frankfurt am Main, Frauenlobstraße 45) veranstaltet

- a) Schweißfachingenieurlehrgang: Beginn: 28. 3. 60 und 30. 5. 60.
- b) Schweißfachmannlehrgang: vom 19. 3. bis 28. 3. 60 und 14. 5. bis 23. 5. 60.

Nähere Einzelheiten durch das genannte Institut, Frankfurt am Main, Frauenlobstraße 45, Tel. 77 29 50. Preiswerte Unterkünfte können besorgt werden.

Im Einvernehmen mit dem DVS und dem LGA Baden-Württemberg wurde eine Schweißtechnische Beratungsstelle in der SLV Mannheim, Windeckstraße 104—106, eingerichtet. Die schweißtechnische Beratung erstreckt sich auf Fragen der Schweißbarkeit bestimmter Werkstoffe, Wahl der richtigen Zusatzstoffe und Schweißverfahren, Konstruktions- und Fertigungsfragen, Zulassungen usw.

Durch den Besuch unseres Fachingenieurs wird Gelegenheit gegeben, die in Frage kommenden Probleme an Ort und Stelle zu besprechen. Fernmündliche und schriftliche Anfragen werden, sofern es die angeschnittene Frage zuläßt, sofort erledigt.

Ferner sind Beratungsstunden am Montag jeder Woche von 8—12 und von 13—17 Uhr in der SLV Mannheim eingerichtet worden.

Wir bitten, die Möglichkeit der kostenlosen Beratung weitgehend in Anspruch zu nehmen.

Wir bitten um freundliche Beachtung der Bellagen der Firmen

Elite-Verlag, Ernst Heyer, Essen
Albert Ott, Essen

in unserer Inlandauflage.



ÖFFNEN u. SCHLIESSEN SICH VOLLAUTOMATISCH
MIT 2 SEC. LAUFZEITEN

FISTA-ELASTIC DÜSSELDORF 10 RUF 335833

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

DER STAHLBAU

wird gebunden zu einem leicht übersichtlichen Nachschlagewerk

Einbanddecken

für den Jahrgang 1959 und für frühere Jahrgänge lieferbar

Ganzleinen **DM 3,50** zuzügl. Porto



Überall wo geschweisst wird ...

Metallogen

DIE

der blonde Typ

KOMBINATIONS-DACHNAHT/
HOHLKEHL-ELEKTRODE

Metallogen

Gesellschaft für Schweißtechnik und Werkstoffschutz m. b. H., Wattenscheid i. W.

3101/23

ALUMINIT

FERROMULS

INERTOL

INERAL

TOPOL

ICOSIT

LEHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

PASSIVOL

STAHL BRAUCHT SCHUTZ

Witterungseinflüsse und aggressive Industrie-Atmosphäre bedrohen Ihr Eigentum.

Durch unsere vielfältig bewährten

SCHUTZANSTRICHE

konservieren Sie Ihre Betriebsanlagen dauerhaft und zuverlässig. Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr Vorteil.

Lassen Sie sich unverbindlich beraten.

FIRMA PAUL LEHLER
STUTTART UND
GELSENKIRCHEN/BUER

STELLENANGEBOTE

Stahlbauanstalt in rheinischer Großstadt

sucht zum baldigen Eintritt einen

BETRIEBSLEITER**für den Stahlhoch-, Brücken- und Behälterbau**

Die Bewerber müssen neben der entsprechenden Berufserfahrung umfassende Kenntnisse auf dem Gebiet der Schweißtechnik sowie im Akkord- und Terminwesen (Refa) besitzen.

Herren, die in ähnlicher Stellung mit Erfolg tätig gewesen sind, werden um ihre Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisfotokopien, Lichtbild und der Gehaltswünsche gebeten unter Nr. 20 390 an DER STAHLBAU, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169 oder unmittelbar an

ERNST H. DAHLKE - Personelle Beratung - Düsseldorf, Duisburger Str. 115
Telefon 44 42 26

Wir sind ein mittelgroßer Stahlbaubetrieb im Raume Düsseldorf (120 Beschäftigte — Arbeitsgebiete: Stahlhochbau, Kranbau, Feineisenbau) und wollen demnächst den Posten des

Leiters des Konstruktionsbüros

mit einem befähigten Ingenieur (TH oder HTL) neu besetzen.

Der Bewerber soll den Stahlhochbau in Statik und Konstruktion sicher beherrschen und auch die Fähigkeit mitbringen, seinen (nicht allzu großen) Mitarbeiterstab zu einer guten Arbeitsgemeinschaft zu führen. Kenntnisse in der Konstruktion des Feineisenbaues sind erwünscht, aber nicht Bedingung. Die Befähigung zu Verhandlungsführung mit Architekten und Bauherren wird vorausgesetzt.

Der Posten bietet weitgehende Selbständigkeit und darf als angenehm, das vorhandene Klima als gut angesprochen werden.

Falls darauf reflektiert wird, kann eine hübsche 3½-Zimmer-Neubau-Wohnung bald zur Verfügung gestellt werden.

Wir erbitten ausführliche Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen, Gehaltsansprüchen und einem Lichtbild unter Nr. 20 393 an DER STAHLBAU, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

MASCHINENFABRIK WIESBADEN GMBH

sucht

Schweißfachingenieur

für Stahlhoch- und Brückenbau.

Wohnung kann beschafft werden.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Tätigkeitsnachweis, Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstermines an unsere Personalabteilung Wiesbaden, Postfach 409, erbeten.

Stahlbau

Unternehmen (etwa 350 Beschäftigte) in Südbaden sucht zur Ergänzung des technischen Büros für sofort oder später in **Dauerstellung** einen

Statiker

zum selbständigen Bearbeiten von Stahlhoch- und Brückenbauten. Angemessene Wohnung wird durch uns beschafft. Ausführliche Bewerbungen von Herren, die an einem lang-jährigen Arbeitsverhältnis interessiert sind, an

STAHLBAU GRESCHBACH G.m.b.H. • Herbolzheim im Breisgau

Wir suchen
für Stahlbau und Behälterbau

je 1 Statiker

sowie mehrere Zeichner und Konstrukteure

Bewerbungen erbeten an:

WILKE-WERKE A.G., BRAUNSCHWEIG

Anzeigen in

DER STAHLBAU

stets im Blickfeld der Auftraggeber



Wir übernehmen
die Planung, Konstruktion und
Anfertigung von Montagegeräten
jeglicher Art.

**DERRICK-
KRANBAU**
SCHMIDT
TYCHSEN
HAMBURG 23



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS
GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF

⇒ **Brillante Farbgebung**

verleiht Ihrer Anzeige

⇒ **vielfache Werbekraft!**

Inserieren Sie deshalb mehrfarbig

Wir unterbreiten gerne unverbindliche Vorschläge

» DER STAHLBAU «

Noch wirtschaftlicher
arbeiten
Ihre Schweißautomaten,

Fliess
U.P. Schweißdraht



wenn Sie die neuartigen
Verbesserungen der
Fliess-Automaten-Schweiß-
drähte ausnutzen.

Wir bitten um Ihre Anfrage

Hilfstafeln zur Berechnung wandartiger Stahlbetonträger

nebst drei Rechenbeispielen

Von Dr.-Ing. Otto F. Theimer

Zweite, berichtigte Auflage

VI, 38 S. · 22 Bilder · 9 Tafeln · 2 Zahlent. · Gr. — 8°
Geheftet DM 7,80

Das Arbeiten mit Gleitschalungen

Von Dr.-Ing. Franz Böhm

Dritte, neubearbeitete Auflage

XII, 148 Seiten · 198 Bilder · 5 Tafeln · DIN A 5
Geheftet DM 21,—

Allgemeines Iterationsverfahren für verschiebbliche Stabwerke

mit beliebigen Stabneigungen unter beliebiger Belastung einschließlich Temperatureinfluß und Stützensenkung

Von Prof. Dr.-Ing. Reinhold Glatz

VI, 118 S. · 72 Bilder · 16 Zahlent. · Gr. — 8°
Geheftet DM 21,— · Ganzleinen DM 24,—

Mastgründungen für Freileitungen, Fahrleitungsanlagen und Bahnspiseleitungen

Von Reg.-Baumst. Dr.-Ing. Max Süberkrüb

VIII, 124 S. · 70 Bilder · 10 Zahlent. · DIN A 5
Geheftet DM 16,80 · Ganzleinen DM 19,80

Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger

Von Dr.-Ing. Georg Anger

Band II:

Tabellen der Momente, Querkräfte und Auflagerkräfte für durchlaufende Träger von zwei bis fünf Feldern

Siebente, erweiterte und verbesserte Auflage

VIII, 276 Seiten · 42 Bilder · Gr. — 8°
Geheftet DM 37,— · Ganzleinen DM 41,—

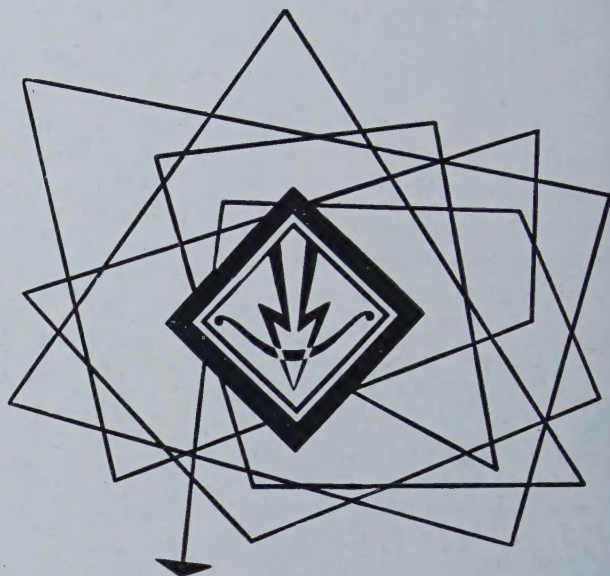
Band III:

Ordinaten der Einflußlinien und Momentenkurven durchlaufender Träger von zwei bis fünf Feldern

Neunte, verbesserte Auflage

IV, 249 Seiten · 36 Bilder · Gr. — 8°
Geheftet DM 27,— · Ganzleinen DM 31,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN



überall

wo Fragen der
Elektro-Schweißtechnik
auftauchen,
steht

ARCOS

mit
fachmännischer
Beratung -
gestützt auf
langjährige Erfahrung
zur Verfügung.

Unser
umfangreiches
Produktions-Programm
erfüllt auch Ihre
Anforderungen.

ARCOS AACHEN

Gesellschaft für Schweißtechnik m.b.H.
Jülicher Straße 122-134
Telefon: 34841-42 und 21941-43
Fernschreiber: 832701